

Rechenmodelle zur Vorhersage des Versagens der Kleverbundverankerung für stahllaschenverstärkte Stahlbetonbiegetragglieder

Prof. Dr.-Ing. F.S. Rostásy
Prof. Dr.-Ing. P. Holzenkämpfer
Dipl.-Ing. Ch. Hankers

April 1995

Abschlußbericht

Vom Deutschen Institut für Bautechnik, Berlin in dankenswerter Weise gefördert

AZ: IV 1-5-706/93

INHALTSVERZEICHNIS

1 Einleitung

2 Verfahrensregeln und Ausführung

3 Erfassung und Beurteilung des Ist-Zustands

3.1 Allgemein

3.2 Beton

3.2.1 Allgemeinzustand

3.2.2 Oberflächenzugfestigkeit

3.2.3 Druckfestigkeit

3.2.4 Feuchtegehalt

3.2.5 Bauteiltemperatur

3.2.6 Karbonatisierungstiefe

3.2.7 Rißbild

3.2.8 Betondeckung

3.2.9 Hohlräume und Fehlstellen im Betongefüge

3.3 Innenbewehrung

3.3.1 Lage der Bewehrung, Stahlgüte und -querschnitt

3.3.2 Zustand der Innenbewehrung

3.4 Abmessungen und statisches System

3.5 Zustandsbeurteilung

4 Baustoffe - Anforderungen und Vorbehandlung

4.1 Betonuntergrund

4.2 Verstärkungsbaustoffe

4.2.1 Klebstoff

4.2.2 Laschen

4.2.3 Primer

4.2.4 Ausgleichsmörtel

5 Zusammenwirken im Verbundsystem, Beton-Klebstoff-Lasche

5.1 Problemstellung

5.2 Tragfähigkeit des Klebverbunds

5.2.1 Bereiche der Verbundbeanspruchung

5.2.2 Versagensarten und -orte, Versuchsbeobachtungen

5.2.3 Einflüsse auf das Verbundverhalten

5.2.4 Verbundansätze

5.2.4.1 Voraussetzungen und Lösungsweg

5.2.4.2 Linearelastischer Verbundansatz

5.2.4.3 Verbundansatz von Ranisch

5.2.4.4 Verbundansatz von Holzenkämpfer

5.2.4.5 Verbundansatz von Pichler

5.2.5 Verbundbruchkraft und Verankerungslänge

5.2.5.1 Lösung von Ranisch

5.2.5.2 Lösung von Holzenkämpfer

5.2.5.3 Lösung von Pichler

5.2.5.4 Vergleiche

- 5.3 Entkoppelung
 - 5.3.1 Derzeitige Gegenmaßnahmen
 - 5.3.2 Erstrißbildung
 - 5.3.3 Entkoppelungsbeginn
 - 5.3.4 Zugkräfte bei Fließbeginn
- 5.4 Dehnungen und Rißbreite

6 Bemessung und Konstruktion

- 6.1 Vorbemerkungen und Grundlagen
- 6.2 Biegebemessung
 - 6.2.1 Biegetragfähigkeit im unverstärkten Zustand
 - 6.2.2 Vordehnung
 - 6.2.3 Biegetragfähigkeit im verstärkten Zustand
- 6.3 Schubnachweise und -bemessung
 - 6.3.1 Schubnachweis für Stahlbetonplatten
 - 6.3.2 Schubnachweis und -deckung für Stahlbetonbalken
- 6.4 Zugkraftdeckung und Verankerung
- 6.5 Entkopplungsnachweis
- 6.6 Nachweise im Gebrauchszustand
- 6.7 Konstruktionshinweise
 - 6.7.1 Allgemeines
 - 6.7.2 Abmessungen und Abstände der Laschen
 - 6.7.3 Örtliche Verstärkung
 - 6.7.4 Laschenstoß
 - 6.7.5 Endverankerung von Zuglaschen
 - 6.7.6 Ausbildung von Schubhügeln
- 6.8 Brandschutz
- 6.9 Beispiel
 - 6.9.1 Biegebemessung
 - 6.9.2 Schubnachweise und -bemessung
 - 6.9.3 Verankerung und Zugkraftdeckung
 - 6.9.4 Entkopplungsnachweise

7 Eignungsprüfung und Qualitätssicherung

- 7.1 Feststellen der Eignung
- 7.2 Qualitätssicherung

8 Weiterentwicklungen

- 8.1 Laschen aus Faserverbundwerkstoffen
- 8.2 Angepreßte Endverankerung

9 Vergleich zwischen der bestehenden Richtlinie vom Februar 1993 und dem Neuvorschlag hinsichtlich Verbundbruchkraft

- 9.1 Ziel des Vergleichs
- 9.2 Ansätze zur Verbundbruchkraft
- 9.3 Verankerung im Bauteil und Zugkraftdeckung
 - 9.3.1 Vorbemerkung
 - 9.3.2 Vorgehen beim Stahlbetonbiegebauteil
 - 9.3.3 Vorgehen beim laschenverstärkten Bauteil nach Neuvorschlag
 - 9.3.4 Vorgehen nach Zulassungen und Richtlinie vom Februar 1993
- 9.4 Beispiele und Vergleiche

10 Literatur

GEKLEBTE BEWEHRUNG FÜR DIE VERSTÄRKUNG VON BETONBAUTEILEN

1. EINLEITUNG

Eine Verstärkung von Biegebauteilen aus Stahlbeton und Spannbeton kann aus unterschiedlichen Gründen erforderlich werden. Auf einige Gründe wird eingegangen. Z.B. bei einer Nutzungsänderung des Bauwerks ist die vorhandene Tragfähigkeit wegen Nutzlastzunahme zu erhöhen. Fehler bei der Bemessung, konstruktiven Durchbildung oder bei der Ausführung mit der Folge einer unzureichenden Tragfähigkeit sind zu beheben. Die gleiche Aufgabe steht an, wenn die Bewehrung durch Korrosion gravierend geschädigt worden ist. Zahlreiche weitere Anlässe ließen sich anführen.

Eine Erhöhung der Biege- und Schubtragfähigkeit kann nach mehreren Verfahren erzielt werden [29], [40]. Ein seit mehr als 30 Jahren weltweit eingesetztes und vielfältig erprobtes Verfahren stellt die Verstärkung durch Stahllaschen (-lamellen) dar, die mit kalthärtenden Epoxidharzklebern auf die Bauteiloberfläche geklebt werden. In jüngster Zeit werden auch Lamellen aus unidirektionalen Faserverbundwerkstoffen eingesetzt. Mit diesen Baustoffen wird der Gesamtbewehrungsquerschnitt der Biegezugzone und von Balkenstegen vergrößert. In Bild 1.1 ist die Verstärkung eines Unterzugs durch Zug- und Schublaschen aus St 37 dargestellt.

Lasche, Klebstoff und oberflächennahe Betonzone bilden ein Verbundsystem, das für die Ankoppelung an das zu verstärkende Bauteil sorgt. Hieraus entstehen einige Besonderheiten des Verfahrens. Der Beitrag nimmt sich vor, praxisorientierte Ingenieurmodelle zur Bemessung und Konstruktion laschenverstärkter Biegebauteile bereitzustellen und an Beispielen zu erläutern. Darüber hinaus werden die notwendigen ausführungstechnischen und qualitätssichernden Maßnahmen beschrieben. Die verwendeten Bezeichnungen entsprechend dem EC 2, T.1, weitere werden im Text erläutert.

2. VERFAHRENSREGELN UND AUSFÜHRUNG

Die Anwendung der geklebten Bewehrung mit Stahllaschen ist allgemein bauaufsichtlich geregelt. Dabei ist nach zwei Zulassungswegen zu unterscheiden. Beim ersten dieser Wege, der etwa um 1983 einsetzt, ist das die Verstärkungsarbeit durchführende Unternehmen Inhaber einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung, die vom Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) ausgesprochen wurde. Die Verfahrenszulassungen enthalten i.d.R. optional die Klebstoffe mehrerer Hersteller. Die Klebstoffe sind zuvor einem Eignungsnachweis unterworfen worden und werden nach DIN 18 800 überwacht. Fünf Unternehmen sind derzeit im Besitz einer derartigen Verfahrenszulassung [28]. Beim zweiten Weg, ab 1994, tritt an die Stelle der Verfahrenszulassung die Klebstoffzulassung. Dieser Weg wurde durch die Einführung der Bauproduktenrichtlinie bzw. des Bauproduktengesetzes erzwungen. Hierbei wird nun der Klebstoffhersteller zum Inhaber der Klebstoffzulassung des DIBt; die Verfahrenszulassung wird hierbei nicht ausgesprochen. Ein Anwender hat sich einem Eignungsnachweis zu unterziehen und die Qualitätssicherung der Verstärkungsarbeit nachzuweisen. Die Verfahrensanwendung u.a.m. wird in einer DIBt-Richtlinie [5] geregelt, die Anlage der Klebstoffzulassung ist.

Darüberhinaus haben bauende Verwaltungen objektspezifisch erfahrene Unternehmen mit Klebverstärkungen nach eigenen Regeln betraut. Nicht in allen Fällen waren und sind diese Unternehmen Inhaber von Verfahrenszulassungen.

Geklebte Bewehrung ist sowohl für vorwiegend ruhende, als auch mit Einschränkungen für nicht vorwiegend ruhende Beanspruchungen geeignet. Die Eignung für die Durchführung der Klebearbeiten unter laufendem Verkehr bei lediglich eingeschränktem Schwerlastverkehr wurde für Spannbetonbrücken, bei den sich im Bereich von Koppelfugen Risse gebildet hatte, nachgewiesen [31]. Eine Vielzahl von Brücken wurde so verstärkt, s. Bild 2.1.

Die Vorteile dieser Verstärkungsmethode sind eine nur geringe Einschränkung des Lichtraumprofils, eine zu vernachlässigende Erhöhung des Eigengewichts sowie ein leichtes Handhaben der Laschen, vor allem der neueren CFK-Laschen. Nachteilig kann der bauliche Brandschutz werden, da die Klebstoffe bei erhöhten Temperaturen verweichen. Ist eine bestimmte Feuerwiderstandsdauer des verstärkten Bauteils einzuhalten, so ist dies nur mit Brandschutzbekleidungen zu erzielen.

In der Planungs- und Angebotsphase ist der Ist-Zustand des zu verstärkenden Bauteiles sorgfältig zu untersuchen. Der Umfang evt. Reprofilierungs- und Vorbereitungsmaßnahmen sowie der Aufwand an Hilfsrüstungen kann die Kosten der Gesamtmaßnahme erheblich beeinflussen. Die Ausführung der Verstärkungsarbeiten gliedert sich in Untergrundvorbehandlung, evt. Reprofilierung des Querschnittes, Applikation der Laschen und die Durchführung von Korrosions- und Brandschutzmaßnahmen. Die Protokollierung der wesentlichen Arbeitsschritte und Randbedingungen ist unerlässlich. Geschultes und erfahrenes Personal ist eine Vorbedingung für die zuverlässige Verstärkung.

3. ERFASSUNG UND BEURTEILUNG DES IST-ZUSTANDS

3.1 Allgemein

Voraussetzung für das Zusammenwirken der Partner Stahllasche, evt. mit Primer, Klebstoff, evt. Reparaturmörtel und Beton im Verbundsystem ist sowohl eine ausreichende Eigenfestigkeit jeder dieser Stoffe als auch eine hohe Adhäsionsfestigkeit an den Grenzflächen. Die Grenzflächenfestigkeit ist durch geeignete Vorbehandlungsmaßnahmen beeinflussbar. Die Eigenfestigkeit der Verstärkungsbaustoffe kann so gewählt werden, daß die Oberflächenzugfestigkeit des Bauwerksbetons überschritten wird. Maßgebend für die Tragfähigkeit des Verbundsystems ist somit i.d.R. der Betonuntergrund. Für die Beurteilung der Tragfähigkeit des verstärkten Bauteiles muß noch der Zustand der Innenbewehrung und des Betons berücksichtigt werden. Grundlage für eine wirksame Verstärkung ist somit die angemessene Erfassung des Ist-Zustandes des Bauteils. Der Ist-Zustand stellt die Summe der Bauteileigenschaften und Beanspruchungen vor der Verstärkung dar. Seine Erfassung erfolgt durch die Bestandsaufnahme. Aussagen müssen hinsichtlich der Standicherheit, Dauerhaftigkeit und Gebrauchsfähigkeit getroffen werden.

Im folgenden werden die für eine Verstärkung durch geklebte Bewehrung relevanten Kriterien zur Erfassung des Ist-Zustandes eines Stahlbetonbauteiles aufgeführt und die Anforderungen gemäß [5] angegeben. Weiteres ist der ausführlichen Literatur zum Thema Instandsetzung und Bestandsaufnahme von Betonbauwerken zu entnehmen, z.B. [1], [2], [3], [4], [40].

3.2 Beton

3.2.1 Allgemeinzustand

Die qualitative Beschreibung des Bauwerkszustands kann durch eine erste Inaugenscheinnahme, evt. in Kombination mit einfachen Hilfsmitteln erfolgen. Dabei werden in erster Linie Anzeichen von Verwitterung, Rostfahnen, Abplatzungen, Ausbruchstellen, Rostfahnen, Risse u.a.m. festgestellt. Die Ursachen von Schädigungen müssen geklärt und beseitigt werden.

3.2.2 Oberflächenzugfestigkeit

Die Bestimmung der Oberflächenzugfestigkeit des Betonuntergrundes im Bereich künftiger Klebeflächen erfolgt nach [6], T.2, Abschn.6 mit Prüfstempeln \varnothing 50mm und Ringnut von ca. 10mm Tiefe. Die Untergrundvorbehandlung muß in gleichwertiger Weise wie für die künftige Klebefläche erfolgen. Wegen ihrer schnellen Erhärtung sind für das Kleben der Prüfstempel Klebstoffe auf Acrylat-Basis geeignet. Für die Haftzugprüfung werden Geräte mit hydraulischem oder manuellem Antrieb verwendet. Die Prüfgeschwindigkeit sollte $v = 100 \text{ N/s}$ betragen. Die Auswertung der Ergebnisse erfolgt nach [6] T.2 Anhang A. Als Einzelwerte der Oberflächenzugfestigkeit gelten die jeweils erreichten Zugkräfte, bezogen auf die Grundfläche des Prüfstempels. Die mittlere Oberflächenzugfestigkeit darf $1,5 \text{ N/mm}^2$ nicht unterschreiten. Zur Auswertung gehört die Angabe des Bruchbildes, da die Streuung der Meßwerte in Beziehung zur Bruchart stehen kann. Inhomogenitäten im Betongefüge, wie z.B. große Zuschlagskörner, Poren oder Fehlstellen, können die Haftzugfestigkeit deutlich mindern. Eine Diskussion der Einflüsse auf die Haftzugfestigkeit enthält [9].

3.2.3 Druckfestigkeit

Ist die Betondruckfestigkeit unbekannt, so erfolgt deren Bestimmung nach [6], T.5. Die Prüfung kann zerstörend oder zerstörungsfrei durchgeführt werden. Die Druckfestigkeitsprüfung an erbohrten Zylindern mit mindestens 50mm Durchmesser in Verbindung mit einem zerstörungsfreien Prüfverfahren ist anzustreben (z.B. mit Rückprallhammer). Durch eine Ultraschallaufzeitmessung kann eine relative Eingrenzung der Betonfestigkeit über Dichteunterschiede vorgenommen werden [14]. Die Betondruckfestigkeit muß mindestens der eines B15 entsprechen.

3.2.4 Feuchtegehalt

Da eine zu hohe Betonfeuchte die Adhäsion des Klebstoffes negativ beeinflusst, wird in [5] der maximale Feuchtegehalt auf 4 Gew.-%, bezogen auf Beton, beschränkt. Die Bestimmung des Feuchtegehaltes erfolgt entweder im Labor durch Darren einer Betonprobe bis zur Gewichtskonstanz, oder mit Hilfe des CM-Gerätes, bei dem Kalziumcarbid und die Feuchtigkeit des Prüfgutes zu Acetylen reagieren. Der entstehende Gasdruck dient zur Feuchtegehaltsermittlung.

3.2.5 Bauteiltemperatur

Der Mindestwert der Bauteiltemperatur wird durch zwei Kriterien beschränkt. Zum einen ist die Reaktivität des Klebstoffes temperaturabhängig, zum anderen können Temperaturunterschiede zwischen Betonoberfläche und Luft zu Tauwasserbildung auf dem Bauteil führen. Die untere Anwendungsgrenze ist abhängig von der Klebstoffart und liegt bei 10°C bis 15°C, die Maximaltemperatur darf 35°C nicht überschreiten. Der Mindestwert der Bauteiltemperatur muß zum Zeitpunkt der Klebearbeiten mehr als 3 K über der Taupunkttemperatur der Luft liegen, um Tauwasserbildung auf der Oberfläche zu vermeiden.

3.2.6 Karbonatisierungstiefe

Die Kenntnis der Karbonatisierungstiefe ist nur insoweit von Bedeutung, als es sich um die Einschätzung der Korrosionsgefährdung der Innenbewehrung handelt [1].

Die Bestimmung der Karbonatisierungstiefe erfolgt unter Verwendung einer Indikatorflüssigkeit, z.B. Phenolphthalein-Lösung mit einem Farbumschlag oberhalb von $\text{pH} = 8,5$ von farblos zu violettrot ($\text{pH} > 8,5$ nichtkarbonatisierter Beton), s.[7].

3.2.7 Rißbild

Risse in Stahlbetonbauteilen entstehen aufgrund des Erreichens der Zugfestigkeit bzw. der Zugbruchdehnung des Betons. Sie sind auf Last- und/oder Zwang- sowie Eigenspannungen zurückzuführen. Unterschieden werden kann nach oberflächennahen Rissen (Schalen-risse), die netzartig verlaufen und nur eine geringe Tiefe aufweisen, sowie nach Rissen, die wesentliche Teile der Zugzone erfassen (Spaltrisse). Oberflächenrisse sind oftmals die Folge von Eigenspannungen infolge Schwindens oder zu schneller Abkühlung.

Der Rißzustand muß hinsichtlich Art, Ursache, Verlauf, Rißbreite und -tiefe insoweit bekannt sein, daß die Korrosionsgefährdung der Innenbewehrung abgeschätzt werden kann. Risse, die zur Bewehrungskorrosion führen können, müssen verpreßt werden. Verfahren zur Ermittlung des Rißbildes enthält [8].

Die Erfassung des Rißzustands ist auch für die spätere Bemessung der Verstärkung von Bedeutung, s. Abschn. 6.

3.2.8 Betondeckung

Die Betondeckung der Innenbewehrung muß bestimmt werden. Sie kann z.B. zerstörungsfrei durch elektromagnetische Induktion ermittelt werden [15]. Die Betondeckung muß mindestens 10 mm betragen.

3.2.9 Hohlräume und Fehlstellen im Betongefüge

Hohlräume können zum einen durch Planungsfehler vorgezeichnet und/oder durch Ausführungsfehler bedingt sein, z.B. Betonierschatten infolge zu hoher Bewehrungsdichte, Fugen zwischen Stahlbetonfertigteilen aber auch unvollständig verpreßte Hüllrohre von Spanngliedern etc.. Bei Hohlräumen muß im Einzelfall entschieden werden, ob eine Gefährdung der Trag- und/oder Gebrauchsfähigkeit, auch unter dem Gesichtspunkt einer Tragfähigkeitssteigerung infolge einer Zugzonenverstärkung durch geklebte Bewehrung vorliegen kann.

Zum anderen können Hohlräume und Risse infolge von Treibprozessen auftreten. Solche Schadstellen sind z.B.: Abplatzen der Betondeckung infolge Bewehrungskorrosion, Auflockerung des Betongefüges infolge Sulfat- oder Alkalitreiben oder durch Frostzerstörung [10]. Diese Schäden vermindern die Tragfähigkeit des oberflächennahen Betons. Oberflächennahe Hohlräume können durch Abklopfen geortet werden. Tiefliegende Hohlräume sind dagegen nur schwer zu erkennen. Wenn der Verdacht besteht, kann mit der Endoskopie Aufschluß über Art und Ausmaß von Fehlstellen gewonnen werden [11].

Aufwendigere Verfahren, die hohe Anforderungen an Personal, Geräteausstattung und an die Interpretation der Ergebnisse stellen, sind die Ultraschalllaufzeitmessung [16], sowie die Durchstrahlung mit Röntgen- oder Gammastrahlen [17].

3.3 Innenbewehrung

3.3.1 Lage der Bewehrung, Stahlgüte und -querschnitt

Zur Erfassung des Ist-Zustandes gehören die Bestimmung der Festigkeits- und Verformungskennwerte des verwendeten Stahles der Innenbewehrung, die auch Eingangsparameter für die Dimensionierung der Verstärkung sind. Sofern keine Planungs- oder Ausführungsunterlagen mehr vorhanden sind, ist ein örtliches Freilegen der Innenbewehrung an einer schwach beanspruchten

Stelle erforderlich. Kann durch die Oberflächenform des Bewehrungsstahles nicht zweifelsfrei auf dessen Güte geschlossen werden, s. [12], [13], ist eine Probennahme zur Bestimmung von Zugfestigkeit, Streckgrenze und Elastizitätsmodul unumgänglich.

Das Orten von Bewehrung mittels elektromagnetischer Induktion ist praxiserprobt [15]. Abweichungen der Innenbewehrung bezüglich Lage und Durchmesser gegenüber den Planungsunterlagen sind zu erfassen.

3.3.2 Zustand der Innenbewehrung

Eine Korrosion der Innenbewehrung zeigt sich durch Rostfahnen und Abplatzungen auf der Betonoberfläche. Im letzteren Fall ist der Abrostungsgrad festzustellen. Fehlen solche Anzeichen und besteht trotzdem der Verdacht einer Korrosionsaktivität, so kann auf diese durch Messen der Potentialdifferenzen zwischen Beton und Bewehrung geschlossen werden [18]. Im Zweifelsfall ist ein lokales Freilegen der Bewehrung erforderlich.

Bei Spannbetonbauteilen ist bezgl. der Erfassung des Zustands der Spannstähle und Spannglieder (Vorspannung mit nachträglichem Verbund) entsprechend vorzugehen. Wichtige Untersuchungsparameter sind: Stahlgüte, Vorspannsystem, Zustand von Stahl, Hüllrohr, Verpreßgrad, Vorspanngrad u.a.m.. Bei Korrosionsnarben ist die verbleibende Schwingfestigkeit zu messen oder einzugrenzen.

3.4 Abmessungen und statisches System

Zur Erfassung des Ist-Zustands gehört die Ermittlung der vorhandenen Bauteilgeometrie und der Verformungen des Bauteils. Das statische System ist zu prüfen und ggf. zu aktualisieren [40]. Von Bedeutung sind etwaige Veränderungen gegenüber der Urstatik, so z.B. zurückliegende Systemänderungen oder bereits durchgeführte Verstärkungsarbeiten.

3.5 Zustandsbeurteilung

Die Ergebnisse der Zustandsuntersuchung fließen in den Zustandsbericht ein. Dieser muß u.a. auch die aktuellen Schwächen, Baustoffwiderstände, Bauteilabmessungen und Systemangaben enthalten. Nach Festlegung der Einwirkungen (Lasten, Zwänge, Umweltbedingungen) muß für das Bauteil der Nachweis des

Grenzzustands der Tragfähigkeit sowohl für den unverstärkten als auch für den verstärkten Zustand geführt werden.

4. BAUSTOFFE - ANFORDERUNGEN UND VORBEHANDLUNG

4.1 Betonuntergrund

Die Beschaffenheit des Betonuntergrundes ist für eine Verstärkung wesentlich. Es ist das Ziel einer Untergrundvorbehandlung, einen festen und dauerhaften Verbund im gesunden Grobkorngerüst des Betons zu gewährleisten. Die Anforderungen an den Untergrund nach [5] sind in Abschn. 3.2 genannt worden. Entfernt werden müssen alle losen und trennenden Substanzen auf der Oberfläche, wie Anstriche, Zementschlämme, Feinkornanteile u.a.m.. Nach der Untergrundvorbehandlung müssen auf der Klebefläche die Spitzen des 8 mm Zuschlagkorns sichtbar sein. Hierfür stehen verschiedene Verfahren zur Verfügung, die nachfolgend beschrieben werden.

Druckluftstrahlen

Beim Strahlen mit Druckluft und Strahlmittel, z.B. Quarzsand, Strahlkorund oder Schlacke, wird die Betonoberfläche durch die Strahlpartikel aufgerissen und von minderfesten Bestandteilen befreit. Die gestrahlte Betonoberfläche ist rau, wodurch die Verbundqualität erhöht wird. Nachteilig ist die hohe Staub- und Geräuschentwicklung, die aufwendige Schutzmaßnahmen bedingt.

Druckwasserstrahlen

Auch mit der Methode des Druckwasserstrahlens mit einem Arbeitsdruck von ca. 1000 bis 3000 bar lassen sich minderfeste Bestandteile der Betonoberfläche wirksam entfernen. Nachteilig ist der hohe Wasser- und Schlammabfall sowie die auf diesem Weg zusätzlich in das Bauteil eingebrachte Oberflächenfeuchte.

Nadelpistole

Für kleinere Flächen eignet sich die manuell geführte Nadelpistole. Über einen pneumatischen Antrieb werden Stahlnadeln auf die Betonoberfläche geschlagen, und damit minderfeste Bestandteile gelöst. Ein Nacharbeiten zum Reinigen der Oberfläche ist erforderlich. Nachteilig sind mögliche lokale

Gefügelockerungen im Untergrund, die zu einer Verschlechterung der Verbundqualität führen können.

Betonfräse

Großflächige, tiefe Betonabtragungen lassen sich, auf die Laschenbreite abgestimmt, mit einer schienengeführten Betonfräse durchführen. Die so erhaltene Oberfläche ist rauh, bedingt durch die Schienenführung eben und zeichnet sich durch eine hohe Haftzugfestigkeit aus.

Flammstrahlen

Die kurzzeitige Behandlung der Betonoberfläche mit einer ca. 3000 °C heißen Sauerstoff-Azetylen-Flamme führt zum Abplatzen der Betonrandzone bis zu einer Tiefe von ca. 3 mm Dicke. Neben minderfestem Beton werden auch Verunreinigungen auf der Betonoberfläche beseitigt und evt. in den Beton eingedrungene Fremdstoffe wie Öl oder Fett verbrannt. Die möglicherweise gelockerte Betonschicht muß anschließend mit einem mechanischen Verfahren entfernt werden.

Nachbehandlung

Nach jeder Oberflächenvorbehandlung ist es unbedingt erforderlich, daß die Flächen von losen Teilen und Staub gereinigt werden: Abblasen mit öl- und wasserfreier Druckluft bei senkrechten Flächen und Untersichten, bzw. Absaugen mit Industriesaugern bei Aufsichten.

4.2 Verstärkungsbaustoffe

4.2.1 Klebstoff

Für das Kleben von Stahllaschen auf Beton werden kalthärtende, zweikomponentige Epoxidharzklebstoffe verwendet, die aus einem Basisharz und einem Aminhärter bestehen. Zur Verminderung des Schwindens ist der Klebstoff werkseitig mit Quarzsand hochgefüllt. Die Klebstoffe müssen vom Deutschen Institut für Bautechnik, Berlin (DIBt) zugelassen und in ihren wesentlichen Eigenschaften in einer Grundprüfung untersucht worden sein.

Bestandteil der Grundprüfung ist u.a. die Kennwertbestimmung, bestehend aus infrarotspektroskopischer Analyse, Thermoanalyse und Viskositätsbestimmung.

Am frischen Klebstoff werden die Festigkeitsentwicklung und das Verformungsverhalten ermittelt. Die Festigkeitskennwerte des ausgehärteten Klebstoffes werden in Druck- und Biegezugprüfungen am Prisma $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$ sowie in Scherversuchen bestimmt. Einige Materialkennwerte des ausgehärteten Klebstoffs enthält Tabelle 4.1.

Tab. 4.1: Kennwerte der Epoxidharzklebstoffe [20]

Druck- festigkeit (DIN 53554)	Zug- festigkeit (DIN 53455)	E-Modul (DIN 53457)	Quer- dehnzahl
[MPa]	[MPa]	[MPa] · 10 ³	[-]
75,0 - 110,0	19,0-39,2	5,8-11	~ 0,30

Die Klebstofffertigung unterliegt der Eigen- und Fremdüberwachung.

4.2.2 Laschen

Für Zuglaschen und Laschenbügel dürfen z.Zt. verwendet werden:

- Stahl Fe 360 B nach DIN EN 10 025 (1.91), Nennstreckgrenze $f_{lyk} = 235 \text{ N/mm}^2$ (frühere nationale Bezeichnung St 37-2, Werkstoffnummer 1.0037)
- Stahl Fe 360 C nach DIN EN 10 025 (1.91) für geschweißte Verbindungen, Nennstreckgrenze $f_{lyk} = 235 \text{ N/mm}^2$ für $t_l \leq 16 \text{ mm}$ (frühere nationale Bezeichnung St 37-3, Werkstoffnummer 1.0114)

Die Verwendung von Sonderstählen, wie z.B. nichtrostende Stähle nach DIN 17 440, ist nach vorheriger Eignungsprüfung im Einzelfall möglich. Versuche haben gezeigt, daß Stähle mit höherer Streckgrenze, z.B. Fe 510 C (St 52-3 U) in der Regel nicht ausgenutzt werden können und damit unwirtschaftlich sein können.

Die Vorbehandlung der Klebfläche muß so erfolgen, daß der Reinheitsgrad Sa 3 nach DIN 55928 T.4, also metallisch blank, zum Zeitpunkt des Klebstoffauftrags erreicht wird. Dies ist nur durch Druckluftstrahlen mit festen Strahlmitteln möglich. Vor dem unmittelbar anschließend zu erfolgendem Klebstoffauftrag müssen die Stahlflächen mit einem geeigneten, öl- und fettfreien Lösungsmittel gereinigt werden. Alternativ hierzu kann die vor-

behandelte Fläche mit einem Korrosionsschutz, z.B. einem Primer, s. Abschn. 4.2.3, versehen werden.

4.2.3 Primer

Als Primer dürfen nur bauaufsichtlich zugelassene Materialien verwendet werden, deren Eignung zusammen mit dem eingesetzten Klebstoff überprüft worden ist. Die Primer weisen eine geringere Festigkeit als die Klebstoffe auf, liegen aber deutlich über der Betonfestigkeit. Werden geprimerte Stahllaschen verwendet, muß der Primer vor Klebstoffauftrag leicht angeschliffen und entstaubt werden.

4.2.4 Ausgleichsmörtel

Tiefe Ausbruchstellen ($t > 5\text{mm}$) können durch die Verwendung eines zugelassenen Ausgleichsmörtels auf Reaktionsharzbasis geschlossen werden. Die Bedingungen von [2], bzw. [3] sind dabei einzuhalten. Die Mörteloberfläche muß frei von Harzanreicherungen sein, was durch ein rauhes Abziehen oder durch leichtes Nachstrahlen erreicht werden kann. Auch die Ausbesserungsstellen müssen die Anforderungen an die Oberflächenfestigkeit nach Abschn. 3.2.2 erfüllen.

5. ZUSAMMENWIRKEN IM VERBUNDSYSTEM BETON-KLEBSTOFF-LASCHE

5.1 Problemstellung

Die Kopplung der Lasche an das Stahlbeton- oder Spannbetonbauteil erfolgt durch Klebverbund über die Klebfuge hinweg. Der Klebverbund darf vor dem Erreichen des Grenzzustandes der Biege- und Schubtragfähigkeit des verstärkten Bauteils nicht versagen. Der Klebverbund beruht neben der hohen Kohäsionsfestigkeit des Klebstoffs auch auf Haftung (Adhäsion) und mechanischer Verzahnung von Klebstoff, Beton und Laschenklebefläche.

Bei Verwendung eines zugelassenen Klebstoffs, bedingungsgemäßer Oberflächenbehandlung der Fügeteile u.a.m. sowie bei Vorliegen einer "gesunden" Betondeckung tritt das Versagen des Klebverbunds außerhalb der Klebfuge, nämlich im Bauteilbeton in mehreren Millimetern Tiefe ein.

Durch einen zur Klebfläche normal wirkenden Anpreßdruck σ_n kann die Tragfähigkeit des Klebverbundes beträchtlich gesteigert werden [21,22]. Im Bereich baupraktisch realisierbarer Anpreßdrücke $\sigma_n \leq 4 \text{ N/mm}^2$ tritt das Verbundversagen ebenso wie bei einer nichtangepreßten Verankerung im Beton auf. Bei Anpreßdrücken von $\sigma_n \geq 8 \text{ N/mm}^2$ verlagert sich die Bruchfuge in die Klebschicht oder in den Grenzbereich der Haftung. Bei nicht vorwiegend ruhender und hoher Verbundbeanspruchung kann das Verbundversagen im Haftungsbereich Lasche/Klebstoff einsetzen [20].

Zur Beschreibung der Wechselwirkung zwischen der Laschenbewehrung, dem Beton und der Innenbewehrung wurden mehrere Theorien entwickelt. Weil diese für die praktische Anwendung meist zu unhandlich sind, werden hier sogen. Ingenieurmodelle vorgestellt. Diese eignen sich für die Bemessung, sind physikalisch begründet und durch Versuche weitgehend abgesichert. Mit den Ingenieurmodellen werden folgende Probleme behandelt:

- Verbundbruchkraft und Verbundverankerungslänge,
- Kraftaufteilung auf die Bewehrungspartner,
- Verbundentkopplung sowie
- Kraft-Dehnungsverhalten und Rißbreite.

Alle diese Fragestellungen hängen von geometrischen und mechanischen Einflußgrößen ab.

5.2 Tragfähigkeit des Klebverbunds

5.2.1 Bereiche der Verbundbeanspruchung

Die Verbundzone umfaßt nicht nur die Klebstoffschicht und die Klebflächen, sondern auch eine angrenzende Betonschicht, die etwa der Betondeckung entspricht. Die Verbundzone wird neben Normalspannungen parallel und normal zur Lasche insbesondere durch Verbundspannungen τ_ℓ beansprucht. Dabei kann man ebenso wie beim einbetonierten Betonstahl mehrere Zonen der Beanspruchung unterscheiden. Diese werden in Bild 5.1 gezeigt, wobei etwaige Schubbewehrungen nicht dargestellt sind. Folgende Bereiche treten auf:

- Im Bereich M hohen Biegemoments: sind an Biegerissen Verbundspannungen zur Zugkrafteinleitung in den Beton (Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen Rissen) erforderlich;
- Im Bereich Q veränderlichen Biegemoments: addieren sich zu den zuvor genannten Verbundspannungen jene infolge der Zugkraftänderung;
- Im Bereich V der Endverankerung der Lasche erfolgen Ankoppelung und Überleitung der Laschenzugkraft an den Beton und die Innenbewehrung.

Die eben beschriebenen Ursachen für eine Verbundbeanspruchung liegen, insbesondere im Bereich einer Verbundverankerung, gleichzeitig vor. In allen Bereichen folgt die resultierende Verbundspannung bzw. Verbundkraft den Beziehungen:

$$\tau_\ell(x) = \frac{d\sigma_\ell(x)}{dx} t_\ell \quad (5.1)$$

bzw.

$$T'(x) = \frac{dF_\ell(x)}{dx} \quad (5.2)$$

5.2.2 Versagensarten und -orte, Versuchsbeobachtungen

Beginnend mit den ersten Anwendungen um 1960 wurden zahlreiche Experimente an laschenverstärkten Bauteilen sowie theoretische Studien angestellt. Dabei wurden meist Stahllaschen St 37 verwendet. In den letzten Jahren wurde darüberhinaus auch die Verstärkung mit Laschen aus Faserverbundwerkstoffen untersucht. Einen Überblick über die wesentlichen Ergebnisse geben die Arbeiten [21,23,24,25,29,30, 32].

Ziel der Untersuchungen war es, das Zusammenwirken der Fügepartner Lasche, Klebstoff und Beton im gesamten Bereich der Beanspruchung zu erforschen und in einem Ingenieurmodell für die Bemessung und Konstruktion verstärkter Bauteile abzubilden.

Für diese Aufgabe sind unterschiedliche Versuchskörper gewählt worden. Bild 5.2 zeigt häufig verwendete. Bauteilversuche an Biegekörpern BK weisen den nächsten Anwendungsbezug auf, sämtliche Ursachen der Verbundbeanspruchung treten hierbei auf. Mit mittig gezogenen Dehnkörpern DK wurde die Beanspruchung der Bodenplatten von Hohlkastenbrücken simuliert [26]. In den Versuchen wurden unterschiedliche Versagensarten beobachtet, die nachstehend geschildert werden.

Entkoppelung im Bereich hohen Moments und niedriger Querkraft

Im Bereich M kann ausgehend von den Ufern eines Biege- oder Biegeschubbrises und bei großer Laschendehnung eine allmähliche Entkoppelung der Lasche vom Beton mit der Folge der Kraftumlagerung zur Innenbewehrung erfolgen. Dies gilt auch für mittig gezogene Dehnkörper.

Versuche zeigten aber auch: Durch die Begrenzung der Laschendehnung im Bruchzustand und durch Wahl einer dünnen Lasche kann die Entkoppelung beherrscht und das Fließen von Laschen aus St 37 erreicht werden. Bei ausreichend dimensionierter und richtig konstruierter Endverankerung kann die Biegetragfähigkeit des Verbundquerschnitts sicher aktiviert werden.

Entkoppelung im Bereich Q

Im Bereich Q wurde ein entsprechendes Verhalten wie im Bereich M beobachtet. Die Überlagerung der Verbundspannungen infolge lokaler Krafteinleitung und jener infolge Zugkraftgradienten fördert die Entkoppelung. So ist bei

kleinem Verhältnis von Klebfläche zum Laschenquerschnitt $b_\ell \cdot l / b_\ell t_\ell$ - also bei zunehmender Laschendicke - ein progressiver Verbundbruch beobachtet worden.

Dieser nahm seinen Ausgang an einem Biegeschubriß, z.B. im Punkt A von Bild 5.1, an dem hohe Laschenverbund- und -zugspannungen gleichzeitig auftreten. Bei dünnen Laschen und bei Begrenzung der Laschendehnung tritt diese Bruchart nicht auf. Ansonsten gelten die für den Bereich M getroffenen Aussagen.

Versagen im Verankerungsbereich V

Wurde die Verankerungslänge l_t unzureichend dimensioniert und/oder fehlerhaft angeordnet, so trat als überwiegende Versagensart der Bruch der Klebverbundverankerung ein. Dabei waren zwei unterschiedliche Orte des Versagensbeginns zu beobachten. Bei großer Betondeckung und damit großem Versatzmoment zwischen Lasche und Innenbewehrung kann das Versagen im Punkt F des Bildes 5.1 durch einen horizontalen Abschälriß erfolgen. Bei zu kurzer Verankerung beginnt der Verbundbruch im Punkt E und läuft bis Punkt F.

Wurde die Verankerung ausreichend dimensioniert und nach den Regeln des Stahlbeton zutreffend angeordnet, dann konnte die Biegetragfähigkeit des Verbundquerschnitts aktiviert werden. Ein Anpreßdruck erhöht die Verbundtragfähigkeit.

Bruchmechanismus

In Bild 5.2, untere Bildhälfte, sind die Versuchskörpertypen ZZK (Zugzugkörper) und ZDK (Zugdruckkörper) dargestellt. Mit Versuchskörpern dieser Art wurde hauptsächlich die Abhängigkeit der Verbundbruchkraft, Spannungen und Verformungen von den wesentlichen stofflichen und geometrischen Parametern studiert. Die Ergebnisse und Rechenmodelle werden in Abschn. 5.2.4 behandelt. Hier soll auf die Bruchvorgänge im Mikrobereich eingegangen werden. Bild 5.3 zeigt ein Schliiffbilddetail aus der Bruchzone im Beton nach dem Versagen eines ZDK ohne Anpreßdruck [24]. Nicht dargestellt ist die Stahllasche mit der rd. 1 cm dicken, anhaftenden Betonschicht. Man erkennt Mikrorisse im Betongrund in engem Abstand und mit einer Neigung von etwa 30°, die die Richtung der Hauptdruckspannung beim Versagen anzeigen.

5.2.3 Einflüsse auf das Verbundverhalten

Wesentliche Parameter

Zur sicheren Auslegung einer Klebverbundverankerung für eine vorgegebene Laschenzugkraft F_ℓ wird ein möglichst einfaches Ingenieurmodell benötigt. Dieses muß die wesentlichen Einflußgrößen des Klebverbunds sichtbar abbilden und physikalisch begründet sein. In Versuchen haben sich folgende Parameter für die Tragfähigkeit, Spannungen und Verformungen als wichtig herausgestellt:

- b_ℓ, t_ℓ ... Abmessungen und
- ℓ_t Verankerungslänge der Lasche
- E_ℓ Elastizitätsmodul der Lasche
- f_{ctm} Oberflächenzugfestigkeit des Betons
- $d_{k,max}$... Größtkorndurchmesser des Zuschlags
- G_g Schubmodul des Klebstoffs
- t_g Klebschichtdicke
- b_c/b_ℓ Verhältnis Betonkörperbreite/Laschenbreite

Darüber hinaus übt die Lage der Klebfläche in bezug zur Betonoberfläche (Betonierseite, Schalungsseite) einen Einfluß aus. Die oben genannten Parameter wurden mit Versuchskörpern ZZK und ZDK, s. Bild 5.2, studiert, wobei nebenbei bemerkt, beide Körperformen keine wesentlich voneinander abweichenden Ergebnisse erbrachten.

Typisches Verhalten im Versuch

In Bild 5.4 ist qualitativ das typische Verhalten im Versuch mit einer nichtangepreßten Verankerung für die zum Verbundbruch führende Laschenzugkraft $F_{\ell u}$ und für eine geringere Kraft $F_\ell < F_{\ell u}$ dargestellt. Aus lokalen Stahldehnungsmessungen in engem Abstand kann auf die Verbundspannung $\tau_\ell(x)$ geschlossen werden. Die lokale Messung der Relativverschiebung $s_\ell(x)$ zwischen Beton und Lasche ist zur Überprüfung des Verbundansatzes erforderlich.

Ein wesentliches Merkmal ist das Entstehen einer mehr oder weniger ausgeprägten Verbundspannungsspitze, die mit zunehmender Kraft F weiter in die Verankerungslänge wandert und davon beidseitig abfällt. Links von der Ver-

bundspannungsspitze, Stelle x_p , treten i.w. reversible, "elastische" Relativverschiebungen auf. Rechts von x_p entstehen mit steigender Kraft zunehmend bleibende, "plastische" Relativverschiebungen.

Bei Erreichen der Verbundbruchkraft $F_{\ell u}$ ist die Verbundspannung kraftseitig auf Null abgesunken. Dann ist:

$$\int_0^{\ell_t} \tau_{\ell}(x) b_{\ell} dx = F_{\ell u} \quad (5.3)$$

Zur Verbundbruchkraft $F_{\ell u}$ gehört eine einzige Verankerungslänge ℓ_t , die i.w. von der Laschengeometrie und der Oberflächenzugfestigkeit des Betons abhängt. Die Versuche zeigen, daß mit Zunahme der Verankerungslänge die Verbundbruchkraft anwächst. Allerdings ist dieser Zuwachs stark degressiv. Ab einer gewissen Grenzverankerungslänge tritt kein Zuwachs von $F_{\ell u}$ mehr auf, s. Bild 5.9.

5.2.4 Verbundansätze

5.2.4.1 Voraussetzungen und Lösungsweg

Zur Berechnung der Spannungen und Verformungen der Fügepartner im Klebverbundbereich sowie der Verbundbruchkraft ist ein einfaches Ingenieurmodell notwendig. Zur Lösung von Verbundproblemen im Stahlbetonbau wird die Kopplung zwischen Beton und Bewehrungsstahl durch eine Verbundspannung-Verschiebungsbeziehung $\tau_s(s_s)$ beschrieben. Der Beton und Bewehrungsstahl werden als linear-elastische Werkstoffe betrachtet. Mit diesen Voraussetzungen kann man dann die Differentialgleichung des verschieblichen Verbunds formulieren und integrieren. Dieser Weg ist von mehreren Autoren auch für den Klebverbund beschritten worden.

Voraussetzung hierfür ist das "Finden" einer "brauchbaren" Klebverbundspannung-Verschiebungsbeziehung $\tau_{\ell}(s_{\ell})$. Ebenso wie beim Bewehrungsverbund ist ein Verbundansatz für den Klebverbund kein Stoffgesetz im strengen Sinn, sondern er stellt eine verschmierte Beschreibung der verwickelten Vorgänge im Verbundbereich dar. Über die Eignung eines Verbundansatzes entscheidet dessen Fähigkeit das Versuchsverhalten zutreffend vorherzusagen. Im folgenden werden die wesentlichen Verbundansätze vorgestellt.

5.2.4.2 Linearelastischer Verbundansatz

Zur Berechnung der Spannungen und Verformungen in Metall-Metall-Klebungen ist man oft von einem linearelastischen Ansatz

$$\tau_{\ell} = \frac{G_g}{t_g} s_{\ell} \quad (5.4)$$

ausgegangen. Unter dieser Voraussetzung wurde in [27,25] auch die Klebverankerung auf Beton behandelt. Messungen aber zeigen, daß diese Voraussetzung nicht zutrifft. Die Verschiebung zwischen den Fügepartnern entsteht nicht nur durch Gleitung der Klebstoffschicht. Die Verschiebungen umfassen außerdem die Betonverformungen und Mikrorißöffnungen im Betonuntergrund. Der linearelastische Verbundansatz ist ungeeignet.

5.2.4.3 Verbundansatz von Ranisch

Ranisch ging aufgrund der Versuchsbeobachtung von dem in Bild 5.5 dargestellten bilinearen, elastisch-plastisch-entfestigenden Verbundansatz aus [23]. Der ansteigende Ast beschreibt die Gleitung der Klebschicht, der abfallende Ast zudem die Verformungen im Betonuntergrund. Die Verbundbruchgleitung $\gamma_{\ell 0}$ wird proportional zur Verankerungslänge angenommen. Diese Annahme stellt sich als Schwäche des Ansatzes heraus, denn damit wird der Verbundansatz von der Verankerungslänge abhängig. Auf die Auswirkung dieser Annahme wird in Abschn. 5.2.5.1 eingegangen.

Dieser Verbundansatz fand mit gewissen Modifikationen Eingang in die Bemessungsregel von nichtangepreßten Klebverbundverankerungen der Zulassungen und Richtlinie des DIBt [5,28]. Der Rechenwert der Verbundspannung $\tau_{\ell 1}$, in letzteren mit τ_k bezeichnet, hängt von der Oberflächenzugfestigkeit des Betons ungefähr wie folgt ab (Einheit N/mm^2):

$$\tau_{\ell 1} = \tau_k \approx 4,45 f_{\text{ctm}} - 1,7 \quad (5.5)$$

Die Bestimmung des Rechenwertes f_{ctm} der Oberflächenzugfestigkeit wird in Abschn. 5.2.4.4 beschrieben.

5.2.4.4 Verbundansatz von Holzenkämpfer

Ebenso wie Ranisch [23] wählte Holzenkämpfer [24] einen bilinearen Verbundansatz, der in Bild 5.6 dargestellt ist. Im Gegensatz zu [23] ist jedoch die Bruchverschiebung $s_{\ell 0}$ bzw. $s_{\ell 0n}$ unabhängig von der Verankerungslänge. Holzenkämpfer beweist unter Zugrundelegung der linearelastischen Bruchmechanik, daß ab einer Grenzverankerungslänge die Verbundbruchkraft nicht mehr zunimmt. Er zeigt, daß bei einer gegebenen Laschengeometrie und Oberflächenzugfestigkeit des Betons die Verbundbruchkraft nicht mehr von der Form des Verbundansatzes, sondern allein von der Verbundbruchenergie (Einheit Nmm/mm²):

$$G_F = \int_0^{\infty} \tau_{\ell}(s_{\ell}) ds_{\ell} \quad (5.6)$$

abhängt. Diese ist jene Energie, die zur Zerstörung der Einheitsverbundfläche 1 mm · b_{ℓ} aufgewandt werden muß. Diese Energie ist proportional zur Oberflächenzugfestigkeit. Durch theoretische Überlegungen und Versuchsauswertung ergab sich die charakteristische Bruchenergie zu:

$$G_{Fkn} = 0,055 k_b^2 k_c^2 f_{ctm} \left(1 + \frac{\sigma_n}{f_{ctm}} \right)^2, \quad (5.7)$$

wobei das Reibungsplateau vernachlässigt wurde. In Gl.(5.7) bedeuten:

$v_n \approx 1,8$ [-], Verfestigungsparameter bei Anpreßdruck;

k_c ... Beiwert [-], $k_c = 1$ für geschalte und $k_c = 0,87$ für ungeschalte Betonflächen;

$$k_b = 1,06 \sqrt{\frac{2 - b_{\ell}/b_c}{1 + b_{\ell}/400}} \geq 1; \text{ Beiwert [-];}$$

mit b_c , Balkenbreite bzw. Laschenabstand bei Vollplatten.

Der Maximalwert der mittleren Verbundspannung wurde auf Basis des Mohr-Coulomb-Kriteriums zu

$$\tau_{\ell 1n} = 1,8 k_b k_c (f_{ctm} + \sigma_n) \quad (5.8)$$

formuliert. Die Verschiebung s_{ℓ} wird als Summe der Klebschichtverformung und der Verformung der mit Mikrorissen durchsetzten, angrenzenden Beton-

schicht gedeutet. Die Dicke dieser Schicht entspricht der Kantenlänge d_R des repräsentativen Volumenelements RVE nach [33]. Sie stellt die Tiefe der Rißprozeßzone dar, innerhalb jener der Beton durch Mikrorißbildung plastifiziert. Die Verschiebungen lauten:

$$s_{\ell 1n} \approx 2,5 \tau_{\ell 1n} \left(\frac{t_g}{E_g} + \frac{d_R}{E_c} \right) \quad (5.9)$$

Die Verschiebung $s_{\ell 0n}$ wird über die Bruchenergie ausgedrückt:

$$s_{\ell 0n} \approx \frac{2 G_{Fn}}{\tau_{\ell 1n}} \quad (5.10)$$

Der Rechenwert f_{ctm} der Oberflächenzugfestigkeit des Betons wird gemäß DIBt-Richtlinie [5] bestimmt. Die Oberflächenzugfestigkeit des Betons ist im Bereich der Klebflächen am zu verstärkenden Bauteil nach DIN 1048, T.2, Abschn. 10 zu prüfen sowie nach Anhang A auszuwerten. Aufgrund der Auswertung erhält man den Mittelwert μ der Grundgesamtheit der Oberflächenzugfestigkeit. Dieser ist in Tab. 5.1 einzuordnen. Der maßgebende Rechenwert f_{ctm} ist der zum Mittelwert μ benachbarte, niedrigere Wert. Zwischenwerte dürfen nicht eingeschaltet werden.

Tab. 5.1: Rechenwert der Oberflächenzugfestigkeit

f_{ctm}	N/mm ²	1,5	2,2	2,8	3,1	3,3
-----------	-------------------	-----	-----	-----	-----	-----

5.2.4.5 Verbundansatz von Pichler

Der Verbundansatz von Pichler und Wicke [21,22] ist für die nichtangepreßte Verankerung in Bild 5.7b dargestellt. Er folgt dem Verbundansatz für Betonrippenstahl des MC 90 [34], Bild 5.7a. Der aufsteigende Ast besitzt die Form:

$$\frac{\tau_{\ell}}{\tau_{\ell 1}} = \left(\frac{s_{\ell}}{s_{\ell 1}} \right)^{\alpha} \quad (5.11)$$

Bei Erreichen des Maximums $\tau_{\ell 1}$ wird die Verbundtragfähigkeit als erschöpft angesehen. Ein Reibungsplateau wird nicht angesetzt. Die Gl.(5.11) wird auch bei Anpreßdruck verwendet, d.h. der Exponent α ist unabhängig vom An-

preßdruck. Der Maximalwert der Verbundspannung nimmt mit dem Anpreßdruck zu:

$$\tau_{\ell 1 n} = \tau_{\ell 1} + \rho_n \sigma_n, \quad (5.12)$$

wobei ρ_n der Verfestigungsparameter infolge Anpressung ist.

Gemäß Gl.(5.11) wächst die Bruchverschiebung $s_{\ell 1}$ mit dem Anpreßdruck an. Bild 5.8 zeigt den Verbundansatz für $\sigma_n \geq 0$. Durch Versuchsauswertung ergab sich: $\alpha = 0,6$; $\rho_n = 2,7$ und $\tau_{\ell 1 n} / s_{\ell 1 n}^\alpha = 60$. Der Grundwert $\tau_{\ell 1}(\sigma_n = 0)$ wurde in [21] abhängig von der Betondruckfestigkeit formuliert. Der Verbundwiderstand hängt jedoch i.w. von der Oberflächenzugfestigkeit ab. Aus diesem Grund wurde der Grundwert $\tau_{\ell 1}$ in [35] abhängig von der Oberflächenzugfestigkeit f_{ctm} wie folgt ausgedrückt:

$$\tau_{\ell 1} \approx 5,7 + 1,77 f_{ctm} \text{ (N/mm}^2\text{)}.$$

Damit tritt an die Stelle von Gl.(5.12):

$$\tau_{\ell 1 n} \approx 5,7 + 1,77 f_{ctm} + \rho_n \sigma_n \quad (5.13)$$

Der Anpreßdruck σ_n wird gemäß einer Entwicklung der HILTI AG durch vorgespannte Dübel und Tellerfedern realisiert. Die Gl.n.(5.11) bis (5.13) beschreiben charakteristische Größen.

5.2.5 Verbundbruchkraft und Verankerungslänge

5.2.5.1 Lösung von Ranisch

Nicht nur Ranisch, sondern auch Pichler und Holzenkämpfer berechnen die Spannungen und Verformungen entlang der Verankerungslänge sowie die Verbundbruchkraft mit der DGL des verschieblichen Verbunds. Ranisch leitete mit den Annahmen von Abschn. 5.2.4.3 u.a.m. die charakteristische Verbundbruchkraft ab, die Eingang in die Richtlinie [5] und Zulassungen [28] fand:

$$T_k = b_\ell \sqrt{K t_\ell \tau_{\ell 1} \ell_t} \leq F_{lyk} \quad (5.14)$$

Im Faktor $K = 30 \text{ N/mm}^2$ ist der Elastizitätsmodul des Laschenstahls und der Faktor α von Bild 5.5 berücksichtigt. Man erkennt, daß die Verbundbruchkraft mit der Verankerungslänge monoton zunimmt, als Folge der angenommenen

linearen Zunahme der Bruchgleitung $\gamma_{\ell 0}$ mit der Verankerungslänge. Ein derartiges Verhalten steht mit Versuchsergebnissen mit großen Verbundlängen im Widerspruch und ist zudem mechanisch nicht begründbar.

5.2.5.2 Lösung von Holzenkämpfer

Mit dem bilinearen Verbundansatz von Holzenkämpfer [24] kann die DGL des verschieblichen Verbunds nicht explizit gelöst werden. Weil dies für Bemessungsaufgaben hinderlich ist, wurden für die maximale Verbundbruchkraft und die zugehörige Verankerungslänge Näherungsansätze hoher Genauigkeit entwickelt. Diese lauten mit Abschn. 5.2.4.4:

$$T_{k,max} \approx 0,35 \left[1 + \frac{\sigma_n}{f_{ctm}} \right] b_\ell k_b k_c \sqrt{f_{ctm} E_\ell t_\ell} \leq F_{\ell yk} \quad (5.15)$$

und

$$\ell_{t,max} \approx \sqrt{\frac{E_\ell t_\ell}{4 f_{ctm}}} \quad (5.16)$$

In den Gl.(5.15) und (5.16) sind E_ℓ , f_{ctm} und σ_n in N/mm^2 , t_ℓ und b_ℓ in mm einzusetzen.

Die Verbundbruchkraft nimmt mit der Anpressung σ_n zu, die Verankerungslänge jedoch nicht. Für $\ell_t > \ell_{t,max}$ lautet die Verbundbruchkraft:

$$T_k(\ell_t) = T_{k,max} \frac{\ell_t}{\ell_{t,max}} \left[2 - \frac{\ell_t}{\ell_{t,max}} \right] \quad (5.17)$$

Mit Gl.(5.17) kann auch für eine vorgegebene Verankerungslänge $\ell_t \leq \ell_{t,max}$ die zugehörige Verbundkraft bestimmt werden. Die Beziehung Gln(5.15) bis (5.17) sind durch Versuche umfänglich verifiziert worden und stellen charakteristische Größen dar.

5.2.5.3 Lösung von Pichler

Mit dem Verbundansatz von Abschn. 5.2.4.5 erhält man die maximale Verbundbruchkraft und die zugehörige Verankerungslänge zu [21,22]:

$$T_{k,max} = 13,7 \, b_\ell \, k_b \, k_c \, t_\ell^{0,5} \, \tau_{\ell ln}^{1,333} \leq F_{\ell yk} \quad (5.18)$$

und

$$\ell_{t,max} = 66 \, t_\ell^{0,5} \, \tau_{\ell ln}^{0,333}, \quad (5.19)$$

mit dem Beiwert $k_c = 1$ bei Klebung auf geschalte und mit $k_c = 0,8$ bei Klebung auf ungeschalte Betonflächen und mit dem Beiwert

$$k_b = 0,87 \sqrt{\frac{2 - b_\ell/b}{1 + b_\ell/400}} \quad (5.20)$$

Die Gl.(5.20) gilt im Bereich $0,5 \leq b_\ell/b \leq 1$. Für $b_\ell/b < 0,5$ ist $k_b = k_b(b_\ell/b = 0,5) = \text{const.}$ anzusetzen. Hierin ist b die Balkenbreite bzw. bei Platten der Laschenabstand, jeweils in mm.

Ab $\ell_t \geq \ell_{t,max}$ nimmt die Verbundbruchkraft nicht mehr zu. Ist $\ell_t < \ell_{t,max}$, so ist damit eine Abnahme derselben verbundenen, die wie folgt ausgedrückt werden kann:

$$T_k(\ell_t) \approx T_{k,max} \frac{\ell_t}{\ell_{t,max}} \left[2 - \frac{\ell_t}{\ell_{t,max}} \right] \quad (5.21)$$

Mit Gl.(5.21) kann auch für eine vorgegebene Verankerungslänge $\ell_t < \ell_{t,max}$ die zugehörige Verbundbruchkraft bestimmt werden. Die Beziehungen (5.18) bis (5.21) sind durch Versuche umfänglich verifiziert worden und stellen charakteristische Größen dar.

5.2.5.4 Vergleiche

In Bild 5.9 ist die nach den zuvor behandelten Ansätzen berechnete Abhängigkeit $T_k(\ell_t)$ für die nichtangepreßte Verankerung aufgetragen. Die Lösungen nach [21] und [24] stimmen weitgehend überein. Auch der Ansatz von Ransisch weicht für geringe Laschendicken und bei kurzen Verankerungslängen hiervon nicht beträchtlich ab. Mit Zunahme der Laschendicke und Verankerungslänge wächst die Abweichung. Die ungebremste Zunahme der Verbundbruchkraft mit der Verankerungslänge stellt die fundamentale Schwäche des Ransisch-Ansatzes dar.

Die gute Übereinstimmung der $T_k(\ell_t)$ -Linien nach den Ansätzen von [21] und [24] gilt auch für die angepreßte Verankerung. Sie ist in Bild 5.10 für die Maximalkraft dargestellt. Eine marginale Abweichung zeigt die Abhängigkeit $\ell_{t,max}(\sigma_n)$ in Bild 5.11.

5.3 Entkoppelung

5.3.1 Derzeitige Gegenmaßnahmen

Auch bei sicherer Auslegung der Endverankerung muß die Entkoppelung der Lasche vom Beton vor dem Erreichen des Grenzzustandes der Biegetragfähigkeit unterbunden werden. Eine Entkoppelung wurde in Versuchen mit dicken Laschen sowie bei großen Laschendehnungen beobachtet (s. Abschn. 5.2.2).

Um einer Entkoppelung vorzubeugen, werden in den Zulassungen bzw. in der Richtlinie [28,25] folgende Bedingungen gestellt:

- die größte Laschendicke t_ℓ beträgt 15 mm;
- der Spannungssprung $\Delta\sigma_{\ell r}$ beim Übergang vom Zustand I zum Zustand II darf zum Zeitpunkt der Verstärkung bei i.w. ungerissenen Bauteilen 100 N/mm^2 nicht überschreiten und
- die Laschendehnung muß im Grenzzustand der Tragfähigkeit $\varepsilon_{\ell gr} \leq 2 \text{ ‰}$ sein.

Systematische Versuche zur Klärung der Entkoppelung existieren derzeit nicht. Aus diesem Grund wurden in [24] theoretische Überlegungen angestellt, die hier aufgegriffen und mit denen die o.g. Bedingungen überprüft werden. Dabei wird von dem in Bild 5.12 gezeigten Rechteckquerschnitt ausgegangen. Der Beton wird als elastischer Werkstoff, die Laschen und Innenbewehrung als bilinear elastoplastische Werkstoffe angenommen. Das zu verstärkende Bauteil sei noch ungerissen, weil dieser Zustand für eine Entkoppelung kritischer als der ungerissene Zustand ist.

5.3.2 Erstrißbildung

Die ersten Risse bilden sich unter dem Rißmoment M_r . Dabei entsteht beim Rechteckquerschnitt in der Bewehrung die Gesamtzugkraft

$$F_r = F_{sr} + F_{\ell r} = \frac{f_{ctm} b h^2}{6 z_m} \approx 0,2 f_{ctm} A_c \quad (5.22)$$

Setzt man voraus, daß beide Stränge die gleiche Rißufernverschiebung aufweisen, so werden sich die Einleitungslängen ℓ_{sr} und $\ell_{\ell r}$ doch unterscheiden. Der Grund hierfür ist das bereits in den Bildern 5.6 und 5.7 gezeigte, unterschiedliche Verbundverhalten von geklebter Lasche und Betonrippenstahl. Diese Tatsache wird durch die Einführung des Verbundparameters [36]

$$\xi_1 = \frac{\tau_{\ell m} E_s d_s}{\tau_{sm} E_\ell 4 t_\ell} \quad (5.23)$$

berücksichtigt, der das unterschiedliche Verbundverhalten des Klebverbunds in der effektiven Dehnsteifigkeit der Lasche ausdrückt. Die Kraftaufteilung in der Rißumgebung, Bild 5.12, erfolgt unter der Annahme konstanter mittlerer Verbundspannungen. Für diese kann man nach [24] ansetzen:

$$\tau_{sm} \approx 1,8 f_{ctm} \text{ und } \tau_{\ell m} \approx 1,25 f_{ctm}.$$

Die Aufteilung der Erstrißkraft F_r auf Lasche und Innenbewehrung ist in Bild 5.12 dargestellt.

Mit zunehmender Beanspruchung $F > F_r$ stabilisiert sich das Rißbild. Unter der Kraft F_a sei die Rißbildung abgeschlossen, Bild 5.12. Bei gleicher Rißufernverschiebung $s_\ell = s_s$ hat sich die gemeinsame Einleitungslänge ℓ_a (gleich halber Rißabstand) gebildet:

$$\ell_a \approx \frac{F_r}{\tau_{sm} u_s} \frac{E_s A_s}{E_s A_s + E_\ell A_\ell \xi_1} \quad (5.24)$$

Bei weiterer Kraftzunahme $F > F_a$ verändern sich weder der Rißabstand $2 \ell_a$ noch die über Verbund transportierbaren Kraftdifferenzen ΔF_{sa} und $\Delta F_{\ell a}$ ($\Delta F_a = \Delta F_{sa} + \Delta F_{\ell a}$). Die Aufteilung der Kraft $F_a = F_{\ell a} + F_{sa}$ beträgt:

$$\begin{aligned} F_{\ell a} = F_{\ell a1} + \Delta F_{\ell a} &\approx F_r \frac{E_\ell A_\ell \frac{1-\xi_1}{2}}{E_s A_s + E_\ell A_\ell \xi_1} + F_r \frac{E_\ell A_\ell \xi_1}{E_s A_s + E_\ell A_\ell \xi_1} \\ F_{sa} = F_{sa1} + \Delta F_{sa} &\approx 0 + F_r \frac{E_s A_s}{E_s A_s + E_\ell A_\ell \xi_1} \end{aligned} \quad (5.25)$$

Solange weder eine Entkoppelung noch Fließen auftreten, kann man die Kraftaufteilung für die Gesamtzugkraft $F > F_r$ wie folgt vornehmen:

$$F_\ell = F \frac{F_{\ell a}}{F_a} \quad (5.27)$$

$$F_s = F \frac{F_{sa}}{F_a} \quad (5.28)$$

Beide Stränge weisen dabei die gleiche mittlere Dehnung $\epsilon_{\ell m} = \epsilon_{sm} = \epsilon_m$ auf. Diese lautet mit Bild 5.13:

$$\epsilon_m \approx \frac{F}{E_s A_s + E_\ell A_\ell} - \frac{F_r}{2(E_s A_s + E_\ell A_\ell)} \quad (5.29)$$

Der erste Term in Gl.(5.29) ist die Stahldehnung im RiB, der zweite Term berücksichtigt die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen Rissen.

5.3.3 Entkoppelungsbeginn

Erreicht die RiBuferverschiebung s_ℓ die Bruchverschiebung $s_{\ell 0}$ nach Bild 5.6, so setzt die Entkoppelung ein. Dies erfolgt bei der Laschenzugkraft (s. in [24]):

$$F_{\ell e} = \frac{\Delta F_{\ell a}}{2} \left[1 + \left(\frac{T_k}{\Delta F_{\ell a}} \right)^2 \right], \quad (5.30)$$

mit $\Delta F_{\ell a}$ nach Gl.(5.25) und T_k , Verbundbruchkraft nach Gl.(5.15). Zur Kraft $F_{\ell e}$ gehört die Bewehrungszugkraft:

$$F_{se} = F_{\ell e} \frac{E_s A_s}{E_\ell A_\ell} + \frac{F_r}{2} \frac{E_s A_s (1 - \xi_1)}{E_s A_s + E_\ell A_\ell \xi_1} \quad (5.31)$$

Die Gesamtkraft ergibt sich durch Addition: $F_e = F_{se} + F_{\ell e}$.

In [5] wird gefordert, daß der Spannungssprung beim Übergang vom Zustand I in den Zustand II

$$\Delta \sigma_r \approx \sigma_{\ell r} \leq 100 \text{ N/mm}^2 \quad (5.32)$$

sein muß. Mit Bild 5.13 und Gl.(5.30) kann man sowohl die Erstrißblaschen-
spannung $\sigma_{\ell r}$ als auch die Laschenspannung bei Entkoppelungsbeginn $\sigma_{\ell e}$ be-

rechnen. Bild 5.14 zeigt die Gegenüberstellung dieser Spannungen für eine Lasche $t_\ell = 20 \text{ mm}$, die hinsichtlich Entkoppelung ungünstig ist. Die Berechnung der Spannungen erfolgte in Abhängigkeit vom Laschenbewehrungsgrad ρ_ℓ und vom Querschnittsverhältnis $\eta_\ell = A_\ell/A_s$. Die Entkoppelungsspannungen nehmen nahezu linear mit dem Bewehrungsgrad zu. Nur im unteren Bereich erreichen sie Werte in der Größe der Erstrißspannung. Die Anforderung $\Delta\sigma_\ell \approx \sigma_{\ell r} \leq 100 \text{ N/mm}^2$ wird also immer zu erfüllen sein. Wirkungsvoller ist es, einen Mindestbewehrungsgrad vorzuschreiben.

Die o.g. Überlegungen zeigen, daß es nicht sinnvoll ist, den Entkoppelungsbeginn nur an die Erstrißbildung zu verknüpfen. Vielmehr ist zu erzwingen, daß die Entkoppelung nicht vor dem Erreichen des Grenzzustands der Tragfähigkeit einsetzt. Schon in Bild 5.13 wird angedeutet, daß die Entkoppelungskraft $F_{\ell e} < F_{\ell y}$ sein kann und daß dabei Kraft auf die Innenbewehrung umgelagert wird, solange diese selbst nicht fließt. Im folgenden wird untersucht, auf welche Weise es verhindert werden kann, daß die Entkoppelung vor dem Laschenfließen einsetzt.

Wie in Bild 5.14 gezeigt ist, kann man die Gl.(5.30) für $F_{\ell e}$ ohne nennenswerten Genauigkeitsverlust vereinfachen, weil der zweite Term in der Klammer den ersten bei weitem übertrifft:

$$F_{\ell e} \approx \frac{T_k^2}{2 \Delta F_{\ell a}} \quad (5.33)$$

Die dünnen Linien in Bild 5.14 entsprechen Gl.(5.33). Teilt man die Kraft $F_{\ell e}$ durch die Laschenfließkraft $F_{\ell y} = f_{\ell yk} A_\ell$

$$w_{ey} = \frac{F_{\ell e}}{F_{\ell y}} \approx \frac{T_k^2}{2 \Delta F_{\ell a} F_{\ell y}} \quad (5.34)$$

so kann man folgern: Ist $w_{ey} = 1$, so beginnt die Entkoppelung bei $F_\ell = F_{\ell e} = F_{\ell y}$; ist $w_{ey} > 1$, so ist $F_{\ell e} > F_{\ell y}$. Für die Anforderung $w_{ey} = 1$ erhält man den Mindestlaschenbewehrungsgrad des Rechteckquerschnitts:

$$\min \rho_\ell = \frac{3 t_\ell f_{\ell yk}}{E_\ell} \frac{\eta_\ell \xi_1}{1 + \eta_\ell \xi_1}, \quad (5.35)$$

der die Entkoppelung vor dem Laschenfließen unterbindet. In Gl.(5.35) sind t_ℓ in mm, $f_{\ell yk}$ und E_ℓ in N/mm^2 einzusetzen. In Gl.(5.35) ist vorausgesetzt,

daß die Innenbewehrung im Bruchzustand nicht vor der Lasche fließt. Ob diese Voraussetzung gegeben ist, kann man mit dem Biegeverstärkungsgrad

$$\eta_b = \frac{M_{uV}}{M_{u0}} = \frac{F_{sy} z_s + F_{\ell u} z_\ell}{F_{sy} z_s} = 1 + \frac{F_{\ell u} z_\ell}{F_{sy} z_s} \leq 2 \quad (5.36)$$

prüfen, der ≤ 2 bleiben muß. Hierin ist: $F_{\ell u} = \sigma_{\ell u} A_\ell$, Laschenkraft im rechnerischen Bruchzustand und $F_{sy} = f_{syk} A_s$. Aus Gl.(5.36) ergibt sich wegen

$$F_{\ell u} \leq F_{\ell y} \frac{z_s}{z_\ell}, \quad (5.37)$$

daß die Innenbewehrung nicht vor der Lasche fließen wird. Nur bei einer Innenbewehrung aus altem BSt I ($f_{syk} \approx 220 \text{ N/mm}^2$) und bei einer hohen Vordehnung beim Verstärken ist dies möglich.

Bild 5.15 zeigt die Abhängigkeit des Mindestlaschenbewehrungsgrads $\rho_{\ell y}$ vom Querschnittsverhältnis η_ℓ und vom Stabdurchmesser der Innenbewehrung für zwei Laschendicken. Um die zuvor behandelte Entkoppelung bei Erstrißbildung mit einzufangen, kann man entweder ein Mindestquerschnittsverhältnis $\min \rho_\ell$ oder einen unteren Grenzwert von $\min \eta_\ell$ festlegen. Vorgeschlagen wird:

$$\begin{aligned} \rho_\ell &\geq \min \rho_{\ell y}, \text{ Gl. (5.35),} \\ \eta_\ell &\geq \min \eta_\ell = 0,25, \end{aligned} \quad (5.38)$$

wodurch sowohl die Entkoppelung vor dem Laschenfließen als auch bei Erstrißbildung verhindert wird.

Versuche zeigen, daß beim Fließen der Lasche bzw. beider Stränge eine lokale Entkoppelung an Biege- und Biegeschubrissen auftreten kann. Deren Mechanismus ist bislang weder experimentell noch theoretisch erklärt worden. Aus diesem Grund hat man zur Vorbeugung gegen eine progressive Entkoppelung sowohl die Laschendicke auf 15 mm und die Laschendehnung im Grenzzustand der Biegetragfähigkeit auf 2 ‰ begrenzt [5].

5.3.4 Zugkräfte bei Fließbeginn

Bei Annäherung an den Grenzzustand der Biegetragfähigkeit in dem einer oder beide Stränge fließen können, kann sich vor allem bei dicken Laschen die

Entkoppelung an Biege- und/oder Biegeschubrisen ausbreiten. Das Ribbild ist abgeschlossen. Weitere Risse können sich nicht mehr bilden. Unter der Kraft $F_y \geq F_e$, bei der einer der Stränge fließt, treten folgende Kraftdifferenzen zwischen dem Rib und dem halben Ribabstand auf:

$$\Delta F_s = \Delta F_{sa} \quad (5.39)$$

$$\Delta F_\ell = F_\ell \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{T_k}{F_\ell} \right)^2} \right] \quad (5.40)$$

Zur Entscheidung darüber, welcher der Stränge als erster fließt, vergleicht man die mittleren Stahldehnungen bei Fließbeginn miteinander. Fließt die Lasche als erste, so ist:

$$\varepsilon_{\ell ym} = \frac{F_{\ell yk}}{2 E_\ell A_\ell} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{T_k}{F_{\ell yk}} \right)^2} \right] \quad (5.41)$$

Fließt die Innenbewehrung als erste, so ist:

$$\varepsilon_{sym} = \frac{F_{syk}}{E_s A_s} - \frac{\Delta F_{sa}}{2} \frac{1}{E_s A_s}, \quad (5.42)$$

mit $F_{syk} = f_{lyk} A_s$. Die kleinere der beiden Dehnungen zeigt an, welcher Strang als erster fließt.

Fließt die Lasche zuerst, dann ist

$$F_\ell = F_{\ell yk}$$

$$F_s = F_{\ell yk} \frac{E_s A_s}{2 E_\ell A_\ell} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{T_k}{F_{\ell yk}} \right)^2} \right] + \frac{\Delta F_{sa}}{2} \quad (5.43)$$

$$F_y = F_s + F_{\ell yk} \quad (5.44)$$

Fließt die Innenbewehrung zuerst, dann ist

$$F_s = F_{syk}$$

$$F_\ell = F_{syk} \frac{E_\ell A_\ell}{E_s A_s} - \frac{\Delta F_{sa}}{2} \frac{E_\ell A_\ell}{E_s A_s} + \frac{\Delta F_\ell}{2} \quad (5.45)$$

$$F_y = F_{syk} + F_\ell \quad (5.46)$$

mit ΔF_ℓ nach Gl.(5.37). Wenn beide Stränge fließen, so gilt

$$F_{yy} = F_{\ell yk} + F_{syk} \quad (5.47)$$

5.4 Dehnungen und Ribbreite

Wurde die Laschenarmierung entsprechend Abschn. 5.3.3 so gewählt, daß die Forderungen $F_{\ell e} \geq F_{\ell y}$, $\rho_\ell \geq \min \rho_{\ell y}$, $\eta_\ell \geq \min \eta_\ell$ u.a.m. eingehalten sind, dann lautet die mittlere Dehnung der beiden Stränge nach Gl.(5.29) im Bereich $F_{\ell r} \leq F_\ell \leq F_{\ell y}$:

$$\varepsilon_m = \varepsilon_{\ell m} = \varepsilon_{sm} \approx \frac{F}{E_s A_s + E_\ell A_\ell} - \frac{F_r}{2(E_s A_s + E_\ell A_\ell)} \quad (5.48)$$

Die Brauchbarkeit der Gl.(5.48) zur Beschreibung der mittleren Dehnungen über die Risse hinweg ist durch Vergleich mit Versuchen an Dehnkörpern in [26] nachgewiesen worden.

Zur Abschätzung der mittleren Ribbreite w_m des Biegebauteils wird ein Ansatz entsprechend [37] entwickelt, der ebenfalls in [24] verifiziert worden ist. Mit Gl.(5.24) ergibt sich der mittlere Ribabstand s_m des ausgeprägten Ribbilds zu

$$s_m = k_1 c_c + 2\ell_a = k_1 c_c + 2 \frac{0,2 f_{ctm}}{\tau_{sm}} \frac{d_s}{4 \rho_{sw}} \frac{1}{1 + \eta_\ell \xi_1} \quad (5.49)$$

bzw. entsprechend [36], Einheiten in mm bzw. N/mm^2 :

$$s_m \approx 50 + 0,1 \cdot \frac{f_{ctm}}{\tau_{sm}} \frac{d_s}{\rho_{sw}(1+\eta_\ell \xi_1)} \quad (5.50)$$

Durch den Nennerausdruck $\rho_{sw}(1+\eta_\ell \xi_1)$ ist der gesamte wirksame Bewehrungsgrad unter Berücksichtigung des unterschiedlichen Verbundverhaltens der Fügepartner erfaßt. Der wirksame Innenbewehrungsgrad ρ_{sw} ist nach [36] zu bestimmen. Zum Vergleich wird der mittlere Ribabstand bei Betonstahlbewehrung nach [37] angeschrieben:

$$a_m \approx 50 + 0,125 \frac{f_{ctm}}{\tau_{sm}} \frac{d_s}{\rho_{zw}} \quad (5.51)$$

Die mittlere Rißbreite für das laschenbewehrte Stahlbetonbiegebauteil lautet mit den Gl.(5.48) und (5.50):

$$w_m \approx \frac{F}{E_s A_s + E_\ell A_\ell} \left[1 - \frac{F_r}{2 F} \right] s_m \quad (5.52)$$

Die Gegenüberstellung der nach Gl.(5.52) und Gl.(9) von [36] berechneten mittleren Rißbreiten ergibt keine nennenswerten Unterschiede. Versuche zeigen, daß laschenbewehrte Stahlbetonbauteile Risse in engerem Abstand und mit geringerer Breite als Bauteile mit Betonrippenstahlbewehrung mit einem Gesamtquerschnitt tot $A_s = A_s + A_\ell$ aufweisen. Der Nachweis der Beschränkung der Rißbreite kann deshalb in der Regel entfallen.

6. BEMESSUNG UND KONSTRUKTION

6.1 Vorbemerkungen und Grundlagen

Bemessung und konstruktive Durchbildung eines laschenverstärkten Bauteils haben den Regeln des Stahlbetonbaus zu folgen. Darüber hinaus ist die externe Ankoppelung der Lasche an das Bauteil mit einigen Besonderheiten verbunden. Im folgenden werden die wesentlichen Fragestellungen für Stahlbetonbalken und -vollplatten behandelt und mit Bemessungsbeispielen erläutert. Bezgl. der Verstärkung von Spannbetonbauteilen, insbesondere Brücken, wird auf [29] verwiesen.

Durch die Zustandserfassung, s. Abschn. 3, sind die Baustoffeigenschaften des Bauteils bekannt. Die Druckfestigkeit des Betons wurde als Nennfestigkeit eingestuft; das σ_c - ϵ_c -Diagramm wird nach DIN 1045 angesetzt. Die Oberflächenzugfestigkeit wurde nach Abschn. 5.2.4.4 festgelegt. Die Nennstreckgrenze f_{syk} der Innenbewehrung wurde festgestellt; die σ_s - ϵ_s -Linie wird bilinear angenommen. Entsprechendes gilt für die Lasche aus St 37 mit $f_{lyk} = 240 \text{ N/mm}^2$, $E_\ell = E_s = E = 210000 \text{ N/mm}^2$. Die Laschendehnung $\epsilon_{\ell gr}$ im Grenzzustand der Tragfähigkeit darf 2 ‰ nicht überschreiten. Der Verstärkungsgrad η_{vb} darf den Wert 2 nicht überschreiten.

6.2 Biegebemessung

6.2.1 Biegetragfähigkeit im unverstärkten Zustand

Auch bei regelgerechter Bemessung des unverstärkten Bauteils ist das vorhandene, rechnerische Biegebruchmoment M_{u0} mit den bisherigen Lastansätzen zu ermitteln. Dabei sind die Erkenntnisse der Zustandserfassung hinsichtlich Bauteilgeometrie, System, Bewehrungsgüte/-anordnung, Betongüte etc. zu berücksichtigen, s. Abschn. 3. Die Berechnung von M_{u0} nach DIN 1045 kann bei bekanntem Bewehrungsquerschnitt A_s , a_s mit Bemessungshilfen, z.B. [37], erfolgen. Mit dem Biegemoment im Gebrauchszustand M_0 und dem Sicherheitsbeiwert γ nach Bild 13, DIN 1045 muß sein:

$$\gamma M_0 \leq M_{u0} \quad (6.1)$$

6.2.2 Vordehnung

Befindet sich das Biegebauteil im Zustand II, so darf die zum Zeitpunkt der Verstärkungsarbeit vorhandene Vordehnung ε_{s0} der Innenbewehrung berücksichtigt werden. Sie läßt sich zu

$$\varepsilon_{s0} \approx \frac{\varepsilon_{sy}}{\gamma} \frac{M_g}{M_{g+p}}, \quad (6.2)$$

einschätzen, wenn unter ständiger Last verstärkt wird. Die Nulllinienlage, die Betonranddehnung ε_{c0} und die auf die Laschenachse extrapolierte Stahldehnung ε_{sl0} lauten mit Bild 6.1 und mit $n_s = E_s/E_{cm}$:

$$x_0 = \frac{n_s A_s}{b} \left[-1 + \sqrt{1 - \frac{2 b_c d_s}{n_s A_s}} \right] \quad (6.3)$$

$$\varepsilon_{c0} = -\varepsilon_{s0} \frac{x_0}{d_s - x_0} \quad (6.4)$$

$$\varepsilon_{sl0} = \varepsilon_{s0} \frac{d_\ell - x_0}{d_s - x_0} \quad (6.5)$$

6.2.3 Biegetragfähigkeit im verstärkten Zustand

Ist Gl.(6.1) nicht erfüllt und gelten die bisherigen Lastansätze auch künftig, so ergibt sich die Notwendigkeit zur Verstärkung aus der erforderlichen Anhebung von vorh $M_{u0} = M_{u0}$ auf erf $M_{u0} = \gamma M_0$. Bei einer Erhöhung der Gebrauchslast, z.B. im Zuge einer Umnutzung der Konstruktion, muß die Tragfähigkeit M_{u0} auf die erforderliche Tragfähigkeit erf $M_{uV} \geq \gamma_\ell \cdot M_V$ des verstärkten Zustands angehoben werden. Mit der Grenzdehnung $\varepsilon_{\ell u} \leq \varepsilon_{\ell gr} = 2 \text{ ‰}$ im rechnerischen Bruchzustand beträgt der erforderliche Sicherheitsbeiwert nach Bild 13, DIN 1045:

$$\text{erf } \gamma = \gamma_\ell = 1,75 + \frac{\varepsilon_{\ell gr}}{3 \text{ ‰}} (2,10 - 1,75) \geq 1,98 \approx 2 \quad (6.6)$$

Zur Berechnung der Biegetragfähigkeit M_{uV} ist von der Dehnungsebene bei Verstärkung, Bild 6.1, auszugehen. Mit $\varepsilon_\ell \leq \varepsilon_{\ell gr}$ ist

$$x = d_\ell \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c - (\varepsilon_\ell + \varepsilon_{s\ell 0})} \quad (6.7)$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{s0} + \Delta\varepsilon_s = (\varepsilon_\ell + \varepsilon_{s\ell 0}) \frac{d_s - x}{d_\ell - x} \quad (6.8)$$

Das Gleichgewicht erfordert:

$$F_s + F_\ell = F_c \quad (6.9)$$

mit

$$\begin{aligned} F_s &= \varepsilon_s E_s A_s && \text{bei } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \\ &= f_{syk} A_s && \text{bei } \varepsilon_s > \varepsilon_{sy} \\ F_\ell &= \varepsilon_\ell E_s A_s && \text{bei } \varepsilon_\ell \leq \varepsilon_{\ell y} \\ &= f_{\ell yk} A_\ell && \text{bei } \varepsilon_\ell > \varepsilon_{\ell y} \end{aligned} \quad (6.10, \text{ a bis e})$$

$$F_c = \alpha_R \beta_R b x$$

Hierin ist b die Breite des Rechteckbalkens bzw. die wirksame Breite b_{eff} des Plattenbalkens ($x \leq h_f$). Für eine zu wählende Dehnungsverteilung ε_c ; ε_ℓ ; ε_{s0} kann man die Gl.n.(6.7) bis (6.10) iterativ auswerten bis das Gleichgewicht Gl.(6.9) erfüllt ist. Die Beiwerte α_R und k_a sind für das Parabel-Rechteckdiagramm abhängig von der Randdruckdehnung geschlossen angebbbar [12]. Das Biegebruchmoment bei $N_V = 0$ beträgt:

$$M_{uV} = F_s(d_s - k_a x) + F_\ell(d_\ell - k_a x) \quad (6.11)$$

Die Klammerwerte stellen die inneren Hebelarme z_s und z_ℓ dar.

Aus Gründen der Wirtschaftlichkeit ist von $\varepsilon_\ell = \varepsilon_{\ell gr}$ und damit von $F_\ell = f_{\ell yk} A_\ell$ bei Verwendung von St 37 auszugehen. Die Bemessungsaufgabe ist gelöst, wenn

$$M_{uV} \geq \text{erf } M_{uV} = \gamma_\ell M_V. \quad (6.12)$$

Hieraus erhält man den Querschnitt der Zuglasche zu

$$\text{erf } A_\ell = A_\ell = F_\ell / f_{\ell yk} \quad (6.13)$$

sowie den Biegeverstärkungsgrad

$$\eta_{Vb} = \frac{M_{uV}}{M_{u0}} \leq 2 \quad (6.14)$$

Die Abmessungen t_ℓ und b_ℓ der Lasche werden erst nach Führung des Verankerungs- und Entkoppelungsnachweises gewählt.

Mit Bild 6.2 wird eine Bemessungshilfe angeboten, die für Rechteck- und Plattenbalkenquerschnitte mit $x \leq h_f$ gilt. Als Eingangswert ist ein bezogenes Moment m_{su} zu berechnen:

$$m_{su} = \frac{\gamma_\ell M_{Vs} + \sigma_{su} A_s d_{1\ell}}{b d_\ell^2 \beta_R} \quad (6.15)$$

mit $\gamma_\ell = 2$, $\sigma_{su} \leq f_{syk}$ und mit

$$M_{Vs} = M_V - N_V z_{\ell 1}. \quad (6.16)$$

Hierzu muß in Gl.(6.15) die Stahlspannung σ_{su} zunächst geschätzt werden, z.B. zu $\sigma_{su} = f_{syk}$. Aus Bild 6.2 kann k_x abgelesen und die Stahldehnung ε_{su} bestimmt werden:

$$\varepsilon_{su} = (\varepsilon_{\ell u} + \varepsilon_{s\ell 0}) \frac{\frac{d_s}{d_\ell} - k_x}{1 - k_x} \quad (6.17)$$

Ist $\varepsilon_{su} \geq f_{syk}/E_s$, so ist die Stahlspannung mit $\sigma_{su} = f_{sk}$ bereits zutreffend geschätzt worden. Ist aber $\varepsilon_{su} < f_{syk}/E_s$, so ist m_{su} mit $\sigma_{su} = \varepsilon_{su} E_s$ erneut zu berechnen. Dieser Vorgang ist solange zu wiederholen bis Übereinstimmung zwischen geschätzter und nach Gl.(6.17) berechneter Stahldehnung erzielt worden ist. Die Laschenfläche wird dann wie folgt ermittelt:

$$\text{erf } A_\ell = \frac{1}{f_{\ell yk}} \left[\frac{\gamma_\ell M_{Vs}}{k_{z\ell} d_\ell} + \gamma_\ell N_V - \sigma_{su} A_s \left(1 - \frac{d_{s\ell}}{k_{z\ell} d_\ell} \right) \right] \quad (6.18)$$

6.3 Schubnachweise und -bemessung

6.3.1 Schubnachweis für Stahlbetonplatten

Die Verstärkung von nicht schubbewehrten Stahlbetonvollplatten ist eine häufige Aufgabe. Hierbei ist nachzuweisen, daß auch im verstärkten Zustand eine Schubbewehrung entbehrlich ist. Ist letzteres nicht zu erreichen, so ist meist eine andere Verstärkungsmethode zu erwägen. Im Regelfall kommt man aber ohne Schubverstärkung aus.

Der Rechenwert der Querkraft im Gebrauchszustand (s. DIN 1045, 15.6 und 17.5) des verstärkten Zustands

$$V_V = V_S + V_\ell \quad (6.19)$$

ist auf die Bewehrungsstränge aufzuteilen. Die Aufteilung kann im Verhältnis der Anteile der Stränge am rechnerischen Biegebruchmoment, Gl.(6.11) erfolgen:

$$V_S = V_V \frac{M_{us}}{M_{uV}} \quad (6.20 \text{ a und b})$$
$$V_\ell = V_V \frac{M_{u\ell}}{M_{uV}}$$

wobei: $M_{us} = F_S z_S$ und $M_{u\ell} = F_\ell z_\ell$, s. Gl.(6.11). Der Grundwert der Schubspannung für den Bewehrungsstrang beträgt mit Bild 6.3:

$$\max \tau_{s0} = \frac{V_S}{b z_S} \quad (6.21)$$

mit $b = 1,0 \text{ m}$.

Beim Nachweis für die Querkraft V_ℓ kann man die maßgebende Breite unter der Annahme einer Ausbreitung unter 45° von den Laschenrändern ermitteln. Damit ergibt sich der Grundwert $\tau_{\ell 0}$ mit dem Laschenabstand s_ℓ , und zwar

in Höhe der Nulllinie zu:

$$\tau_{\ell 0x} = \frac{V_\ell \cdot s_\ell}{[b_\ell + 2(h-x)] z_\ell} \quad (6.22)$$

in Höhe der Innenbewehrung:

$$\tau_{\ell 0s} = \frac{V_{\ell} \cdot s_{\ell}}{[b_{\ell} + 2(h-d_s)] z_{\ell}} \quad (6.23)$$

in Höhe der Laschenachse zu:

$$\tau_{\ell 0} = \frac{V_{\ell} s_{\ell}}{b_{\ell} z_{\ell}} \quad (6.24)$$

Für den Nachweis genügt es, vom Wert $\max \tau_0 = \tau_{s0} + \tau_{\ell 0s}$ in Höhe der Innenbewehrung auszugehen.

Die Zuglasche kann i.d.R. nicht über die Auflagerachse hinaus geführt werden. Sie ist damit als gestaffelte, d.h. teilweise im Zugbereich verankerte Feldbewehrung zu betrachten. Es muß deswegen an Endauflagern nach Tab. 13 von DIN 1045 eingehalten sein:

$$\max \tau_0 \leq k_2 \tau_{011} \text{ (Zeile 1a)} \quad (6.25)$$

An Innenstützen von Durchlaufplatten können die Zuglaschen der Feldbewehrung und jene der Stützbewehrung in ungerissenen Betonbereichen verankert werden. Damit gilt dort:

$$\max \tau_0 \leq k_1 \tau_{011} \text{ (Zeile 1b)} \quad (6.26)$$

6.3.2 Schubnachweis und -deckung für Stahlbetonbalken

Nach derzeitigen Erkenntnissen darf der Schubbereich 3 nicht angewandt werden. Im Schubbereich 2 ist volle Schubdeckung erforderlich. Entsprechend Abschn. 6.3.1 und mit Bild 6.1 kann der maßgebende Grundwert in Höhe der Innenbewehrung wie folgt berechnet und der Schubspannungsgrenze gegenübergestellt werden:

$$\tau_0 = \frac{V_s}{b_w z_s} + \frac{V_{\ell}}{b_w z_{\ell}} \leq \tau_{02} \quad (6.27)$$

Im Bereich $\tau_{012} < \tau_0 \leq \tau_{02}$ muß die Querkraft V von der Innenschub- und einer zusätzlichen Laschenbügelbewehrung aufgenommen werden. Diese Bewehrungen werden sich i.d.R. hinsichtlich der Streckgrenze unterscheiden. Eine

Vordehnung der Innenschubbewehrung kann außer Ansatz bleiben. Aus der Zustandserfassung ist die Innenschubbewehrung (Bügel und Schrägstäbe) a_{sw} (z.B. in mm^2/m) nach Güte und Querschnitt bekannt.

Betrachtet man mit Bild 6.4 die Innenschubbewehrung und die Laschenbügel als parallel geschaltete elastisch-plastische Elemente mit $\varepsilon_s = \varepsilon_\ell = \varepsilon$, so kann man die erforderliche Laschenbügelbewehrung bestimmen

$$a_{\ell w} = \frac{\gamma_\ell V_V - a_{sw} \sigma_s z_m}{f_{\ell yk} z_m} \quad (6.28)$$

mit: z_m , mittlerer Hebelarm der inneren Kräfte; $\sigma_s = E_s \varepsilon_s$. Ist $f_{syk} \leq f_{\ell yk}$ (alter glatter Betonstahl), so ist $\sigma_s = f_{syk}$ zu setzen. Ist $f_{syk} > f_{\ell yk}$ (neuerer Betonstahl), so muß die Dehnung der Laschenbügel begrenzt werden, indem in Gl.(6.28) $\sigma_s = E_s \varepsilon_{\ell gr}$ eingesetzt wird.

Ungeachtet der Höhe der Schubspannung sind bei laschenverstärkten Balken auch stets Laschenbügel vorzusehen, die mindestens gemäß

$$\min a_{\ell w} = 0,4 \frac{\gamma_\ell V_\ell}{f_{\ell yk} z_m} \quad (6.29)$$

auszulegen sind.

6.4 Zugkraftdeckung und Verankerung

Für das verstärkte Bauteil sind die um das Versatzmaß a_ℓ versetzten Zugkraftlinien $F_\ell(x)$ und $F_s(x)$ für den rechnerischen Bruchzustand und deren Deckung darzustellen. Dabei sind die Anforderungen von DIN 1045 an die Durchgängigkeit des Zuggurtes über den Auflagern zu beachten.

Die Verankerung der Zuglaschen im gedrückten Betonbereich ist an den Innenauflagern durchlaufender Balken und Platten stets möglich. Schwierigkeiten bereitet häufig die Verankerung an den Endauflagern von ein- und mehrfeldrigen Trägern und Platten insbesondere bei Streckenlasten sowie bei auflagnahen Einzellasten (steile Momentenlinie). Zudem endet dort die Lasche im gezogenen Betonbereich.

In Bild 6.5 sind zwei Wege der Zugkraftdeckung für einen hohen Verstärkungsgrad und für eine Platte am Endauflager dargestellt. Bei einer nicht-

angepreßten Lasche muß deren Ende möglichst nahe an das unterstützende Bauteil geführt werden. Der Abstand f darf höchstens 5 cm betragen. Damit ist das Laschenende, Punkt B, festgelegt. In diesem Punkt muß die Lasche verankert sein. Die Zugkraftlinie darf nicht eingeschnitten werden, die Innenbewehrung nicht fließen.

Der Weg a der Zugkraftdeckung entspricht DIN 1045 für Platten mit Stabdurchmessern $d_s \leq 16$ mm sowie EC 2, T. 1 sowohl für Platten als auch für Balken.

Die Verankerungslänge $\ell_{t,max}$ ist für die Zugkraft $F_{\ell x}$ im Punkt E bzw. an der Stelle x auszulegen. Der erforderliche charakteristische Verbundbruchwiderstand muß für Stahlbetonplatten betragen

$$T_k \geq \frac{2,1}{1,75} F_{\ell x} \approx 1,2 F_{\ell x} \quad (6.30)$$

Durch den Faktor 1,2 wird dem spröden Versagen einer nichtangepreßten Verankerung Rechnung getragen. Versuche beweisen, daß bei regelgerecht bemessenen und durchgebildeten Stahlbetonbalken mit Laschenbügeln ein sprödes Verankerungsversagen nicht auftritt. Voraussetzung hierfür ist, daß am Beginn der Verankerung, Punkt E, und an deren Ende, Punkt B, jeweils ein Laschenbügel angeordnet wird. Unter dieser Voraussetzung gilt:

$$T_k \geq F_{\ell x} \quad (6.31)$$

Mit dem nach Abschn. 6.2.3 bestimmten Laschenquerschnitt A_ℓ bzw. $a_\ell = A_\ell/s_\ell$ kann nach Wahl der Laschendicke t_ℓ der Verbundbruchwiderstand mit Gl.(5.15) und die zugehörige Verankerungslänge mit Gl.(5.16) bestimmt werden. Kann die Einwirkung $1,2 F_{\ell x}$ auf der Strecke EB verankert werden, so ist die Aufgabe gelöst. Andernfalls ist z.B. bei gewählter Dicke t_ℓ die Laschenbreite b_ℓ zu vergrößern, weil damit T_k ansteigt.

Der Weg b entspricht einer nach EC 2, T. 1 gestatteten Alternative. Er kann angewandt werden, sofern die Strecke EB - nach Weg a - zu kurz ist, um die erforderliche Verankerungslänge unterzubringen. Die Verankerung reicht aber nun weiter in den gezogenen Betonbereich hinein. Sie ist deshalb wieder für die ab Punkt E zu verankernde, nun höhere Zugkraft $F_{\ell x}$ auszulegen. Die vereinfacht als Gerade gezeichnete Deckungslinie darf die Zugkraftlinie nicht berühren. Dies kann durch das Abstandsmaß $\ell_e \geq \ell_{t,max}/4$ erzwungen werden.

In Bild 6.6 ist für eine Durchlaufplatte an einer Innenstütze die Zugkraftdeckung nach dem Weg a dargestellt. Auch der Weg b kann angewandt werden. Durch die Forderung, daß das Laschenende jenseits des Momentennullpunkts mit der Mindestverankerungslänge $\min \ell_t = 30 t_\ell$ (z.B. minimal 150 mm bei $\min t_\ell = 5 \text{ mm}$) zu liegen hat, erfolgt dessen Verankerung im gedrückten Beton.

6.5 Entkoppelungsnachweis

Nach der Richtlinie [5] wird der Entkoppelung der Lasche vom Beton vor dem Erreichen des Grenzzustands der Tragfähigkeit durch einige Regeln und einem rechnerischen Nachweis begegnet. Diese Regeln lauten:

- Laschendicke $t_\ell \leq 15 \text{ mm}$
- Grenzdehnung der Lasche $\varepsilon_\ell \leq \varepsilon_{\ell \text{gr}} = 2 \text{ ‰}$
- Verstärkungsgrad $\eta_{Vb} = M_{uV}/M_{u0} \leq 2$

und haben sich bei sorgfältiger konstruktiver Durchbildung der Verstärkung bewährt. Der rechnerische Nachweis des Laschenspannungssprunges $\Delta\sigma_{\ell r} \approx \sigma_{\ell r} \leq 100 \text{ N/mm}^2$ beim Übergang eines zum Zeitpunkt der Verstärkung noch ungerissenen Biegebauteils in den Zustand II ist nach Abschn. 5.3.3 nicht hilfreich. Aus diesem Grund wurde in Abschn. 5.3.3 eine Anforderung an den Laschenbewehrungsgrad zur Abwehr einer Entkoppelung formuliert. Es muß bei Verwendung von St 37 sein:

$$\rho_\ell = \frac{A_\ell}{A_s} \geq \min \rho_\ell$$

$$\eta_\ell = \frac{A_\ell}{A_s} \geq \min \eta_\ell$$

mit

$$\min \rho_\ell = \frac{3 t_\ell f_{\ell yk}}{E_\ell} \frac{\eta_\ell \xi_1}{1 + \eta_\ell \xi_1} \quad (5.35)$$

mit ξ_1 nach Gl.(5.23) und mit

$$\min \eta_\ell = 0,25 \quad (5.38)$$

Die Gl.(5.35) gilt für den Rechteckquerschnitt. Beim Plattenbalken ist von den Gln.(5.30) oder (5.33) auszugehen. Die Kraft $F_{\ell e}$ ist der Laschenfließkraft $F_{\ell y}$ gegenüber zu stellen. Es muß sein: $F_{\ell e} \geq F_{\ell y}$.

6.6 Nachweise im Gebrauchszustand

Der Schubnachweis und die Schubbemessung sind bereits in Abschn. 6.3 behandelt worden. Für nichtvorwiegend ruhende Beanspruchungen ist der Ermüdungsnachweis für Zuglaschen und Laschenbügel gemäß DIN 1045, 17.8 zu führen. Die zulässige Schwingbreite des ungestoßenen Laschenstahls St 37 beträgt $\Delta\sigma_{\ell} = 140 \text{ N/mm}^2$. Für die Stahlbauteile und Verbindungen zur Verankerung von Schubblechen in der Druckzone ist der Dauerfestigkeitsnachweis nach DIN 18 800 zu führen. Bei bekanntem Beanspruchungskollektiv kann auch ein Betriebsfestigkeitsnachweis geführt werden [5]. Nach [5] ist z. Zt. ein Ermüdungsnachweis für die Verbundverankerung nicht erforderlich. Über weitere Untersuchungen wird in [32] berichtet.

Der Nachweis zur Beschränkung der Rißbreite unter Lastbeanspruchung kann entfallen.

6.7 Konstruktionshinweise

6.7.1 Allgemeines

Im folgenden werden Hinweise zur konstruktiven Durchbildung stahllaschenverstärkter Biegebauteile gegeben. Diese Hinweise fußen i.w. auf den Richtlinien [5] und derzeitigen Zulassungen [28]. Auf Verstärkungen mit angepreßten Endverankerungen und mit Laschen aus Faserverbundwerkstoffen wird in Abschn. 8 eingegangen. Planmäßige Zugspannungen normal zur Klebfläche dürfen nicht auftreten.

6.7.2 Abmessungen und Abstände der Laschen

Zur Abwehr der Entkoppelung der Lasche vom Beton muß die Laschendicke t_{ℓ} nach oben begrenzt werden. Desweiteren erfordert die Ebenheit der geklebten Lasche eine untere Dickenbegrenzung. Die Begrenzungen erfolgen in Abhängigkeit von der Betonfestigkeitsklasse des verstärkenden Bauteils:

- B 15 : $5 \text{ mm} \leq t_\ell \leq 10 \text{ mm}$
- B 25 und höher: $5 \text{ mm} \leq t_\ell \leq 20 \text{ mm}$

Um Klebfehlern vorzubeugen, darf die Laschenbreite b_ℓ 200 mm nicht übersteigen.

Der Achsabstand s_ℓ von Zuglaschen zur Verstärkung von Stahlbetonplatten muß folgenden Bedingungen genügen:

- $s_\ell \leq 0,2\text{-fache Stützweite}$
- $s_\ell \leq 5\text{-fache Plattendicke}$
- $s_\ell \leq 0,4\text{-fache Kraglänge}$

Der kleinste Wert ist maßgebend. Der geringste lichte Abstand benachbarter Laschen muß betragen: $\geq 2\text{-fache Betondeckung}$; und der geringste Abstand der Laschenlängsseite von der Bauteillängskante (Balken-) muß betragen: $\geq 1\text{-fache Betondeckung}$.

6.7.3 Örtliche Verstärkung

Bei einer örtlichen Verstärkung der Biegezugbewehrung muß die statisch wirksame Länge der Zuglasche mindestens der zweifachen Höhe des Bauteils entsprechen. Daran haben sich beidseitig die erforderlichen Verankerungslängen anzuschließen. Die Kraftüberleitung in die Innenbewehrung ist nachzuweisen.

6.7.4 Laschenstoß

Eine geklebte Lasche darf nach [5] unter folgenden Bedingungen durch Überlappung gestoßen werden. Die Stoßfuge muß in einem Bereich angeordnet werden, in dem die im rechnerischen Bruchzustand vorhandene Laschenzugkraft höchstens 60 % der aufnehmbaren Zugkraft $\max F_\ell \leq F_{\ell y}$ beträgt. Das Überlappungsblech der Dicke t_ℓ ist vor der Klebung durch Kehlnähte nach DIN 18 800, T.1 auf der Zuglasche und auf deren Seite mit zunehmender Zugkraft anzuschweißen. Das Überlappungsblech wird dann auf die geklebte Lasche auf der Seite mit abnehmender Zugkraft geklebt. Die Überlappungslänge $l_{\ddot{u}}$ kann mit $f_{ctm} = 3,3 \text{ N/mm}^2$ nach Gl.(5.16) bemessen werden:

$$\begin{aligned} \ell_{\ddot{u}} &\geq \text{erf } \ell_t \\ &\geq \min \ell_t = 30 t_\ell \end{aligned}$$

Versuche zeigen, daß die Laschendicke beim geklebten Stoß auf 15 mm zu begrenzen ist. Geklebte Laschenstöße sind nur für vorwiegende ruhende Beanspruchung zulässig.

6.7.5 Endverankerung von Zuglaschen

Bemessung und Anordnung der Endverankerung nichtangepreßter Stahllaschen sind bereits in Abschn. 6.4 behandelt worden. An den Enden von Zuglaschen an Bauteilunterseiten sind zur Sicherung gegen Herabfallen zugelassene Klebdübel $\geq M6$ anzuordnen.

Die Zulassungen enthalten konstruktive Lösungen zur Verankerung der Laschenzugkraft $F_{\ell R}$ an Endauflagern. In [28] und [39] werden solche Lösungen besprochen. In Bild 6.7 ist eine derartige Konstruktion gezeigt.

6.7.6 Ausbildung von Schubbügeln

Bei der Verstärkung der Biegezugbewehrung von Balken sind stets auch Laschenbügel anzuordnen. Dies gilt auch dann, wenn innere Schubbewehrung für den verstärkten Zustand ausreicht. Auch der Laschenzuggurt muß bügelumgeschlossen sein. Bezgl. der Bemessung wird auf Abschn. 6.3 verwiesen.

Bezüglich der Laschendicke t_ℓ gilt Abschn. 6.7.2. Es wird empfohlen, die Laschendicke auf $t_\ell \leq 12$ mm aus Montagegründen zu begrenzen. Bezüglich der Größtwerte der Achsabstände der Laschenbügel wird auf DIN 1045, Tab. 26 verwiesen. Innerhalb der Verbundverankerungslänge sind Laschenbügel gemäß Abschn. 6.4 anzuordnen.

Laschenbügel müssen i.d.R. zweiteilig ausgebildet werden. Sie bestehen aus vorgebogenen Laschenwinkeln, die auf der Balkenunterseite durch einen geklebten Überlappungsstoß geschlossen werden. Die Überlappungslänge $\ell_{\ddot{u}}$ kann entsprechend Abschn. 6.7.4 bemessen werden, wobei die 1,2-fache Bügelzugkraft des rechnerischen Bruchzustands (Biegung) überzuleiten ist. Bei exakter Anpassung der Laschenbügelschenkel an die vorhandene Konstruktion (z.B. Abweichung vom rechten Winkel; plastisches Nachbiegen und nicht federndes

Anzwingen, wegen Zugspannungen normal zur Klebfläche) sind Eckwinkel entbehrlich.

Die Verankerung der Bügelzugkraft in der Biegedruckzone ist meist aufwendig. Bei vorwiegend ruhender Beanspruchung genügt es, 67 % der rechn. Bügelzugkraft zu verankern. Bei nichtvorwiegend ruhender Beanspruchung ist nach Abschn. 6.6 vorzugehen. In [39] und [28] werden Lösungen zur Verankerung gezeigt. In Bild 6.8 ist eine Lösung dargestellt.

6.8 Brandschutz

Bei einer laschenverstärkten Stahlbetonkonstruktion, bei der die Stahllaschen nicht hinreichend gegen erhöhte Temperaturen geschützt sind, wird der Verbund im Brandfall durch Klebstoffzersetzung ausfallen. Werden die Laschen hingegen durch Brandschutzmaßnahmen geschützt, so kann damit die erforderliche Feuerwiderstandsdauer eingestellt werden. Der Nachweis muß durch ein Prüfzeugnis oder Gutachten einer hierfür anerkannten Prüfstelle erbracht werden. Eine Sicherung gegen Herabfallen der Laschen muß angeordnet werden.

6.9 Beispiel

Im folgenden werden für einen Stahlbetonbalken die wesentlichen Bemessungsschritte dargestellt.

6.9.1 Biegebemessung

Unverstärkter Zustand

Der in Bild 6.9 dargestellte, einfeldrige Plattenbalken ist für ständige Last und die vorwiegend ruhende Verkehrslast $p = 3,5 \text{ kN/m}^2$ bedingungsgemäß bemessen worden. Das Biegemoment infolge $g+p$ beträgt im Gebrauchszustand:

$$M_0 = 112,2 \text{ kNm}$$

Der Balken ist mit durchgehenden Stäben BSt 420/500 bewehrt. Mit dem vorhandenen Bewehrungsquerschnitt $\text{vorh } A_s = 1074 \text{ mm}^2$ erhält man das rechn. Biegebruchmoment zu:

$$M_{u0} = 1074 \cdot 420 \cdot 434 \cdot 10^{-6} = 195,7 \text{ kNm}$$

Weiter beträgt der rechnerische Sicherheitsbeiwert:

$$\gamma = \frac{M_{u0}}{M_0} = 1,744 \approx 1,75$$

Verstärkter Zustand

Eine Nutzungsänderung des Bauwerks erfordert die Verstärkung. Sowohl die ständige Last als auch die Verkehrslast müssen höher angesetzt werden ($p_v = 7,5 \text{ kN/m}^2$). Das Biegemoment infolge g+p beträgt nun im Gebrauchszustand:

$$M_v = 167,5 \text{ kNm}$$

Das erforderliche Biegebruchmoment beträgt mit $\gamma_\ell = 2$ nach Abschn. 6.2.3:

$$\text{erf } M_{uV} = 2,0 \cdot 167,5 = 335 \text{ kNm}$$

Damit ist der erforderliche Verstärkungsgrad:

$$\text{erf } \eta_{Vb} = \frac{335}{195,7} \approx 1,71 < \max \eta_{Vb} = 2$$

Die Zustandsuntersuchung hatte gezeigt, daß sich der Balken im Zustand II befindet. Damit kann der Vordehnzustand wie folgt bestimmt werden, wenn unter Eigenlast verstärkt wird, s. Abschn. 6.2.3:

$$\varepsilon_{s0} \approx \frac{\varepsilon_{sy}}{1,75} \frac{M_g}{M_g + M_p} = 0,65 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{c0} = -0,105 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{sl0} = 0,740 \text{ ‰}$$

$$x_0 = 63 \text{ mm}$$

Gleichgewicht und Verträglichkeit für den Dehnungszustand $\varepsilon_\ell/\varepsilon_c = +2 \text{ ‰}/-0,54 \text{ ‰}$ führen zu den Berechnungszugkräften im rechn. Bruchzustand:

$$F_s = F_{sy} = A_s f_{syk} = 451 \text{ kN}$$

$$F_\ell = F_{\ell y} = \text{erf } A_\ell f_{\ell yk} = 301 \text{ kN}$$

sowie zum Bruchmoment:

$$M_{uV} = (451 \cdot 426,6 + 301 \cdot 476,6) \cdot 10^{-3} = 336 \text{ kNm} \\ > \text{erf } M_{uV} = 335 \text{ kNm}$$

Der Querschnitt der Stahllasche St 37 ergibt sich zu

$$\text{erf } A_\ell = \frac{F_\ell}{f_{\ell yk}} = \frac{301}{0,240} = 1254 \text{ mm}^2$$

Über die Abmessungen der Lasche kann erst nach dem Verankerungsnachweis verfügt werden.

6.9.2 Schubnachweise und -bemessung

Unverstärkter Zustand

Die maximale Querkraft V_0 infolge g+p beträgt im Gebrauchszustand:

$$\max V_0 = 67,5 \text{ kNm}$$

Im Schnitt $0,5 d_s$ neben der Auflagerkante beträgt die größte, maßgebende Querkraft:

$$V_0 = 60,84 \text{ kN}$$

Hieraus ergibt sich der Grundwert τ_0 der Schubspannung zu:

$$\tau_0 = \frac{60840}{180 \cdot 434} = 0,78 \text{ N/mm}^2 < \tau_{02}$$

Die Schubbewehrung besteht aus Bügeln $\emptyset 8 \text{ mm}$ BSt 420/500 RK, $s_w = 0,25 \text{ m}$ mit vorh $a_{sw} = 400 \text{ mm}^2/\text{m} > \text{erf } a_{sw}$.

Verstärkter Zustand

Die maßgebende Querkraft $V_y = 90,83 \text{ kN}$ wird gemäß Abschn. 6.3.1 auf den Bewehrungspartner aufgeteilt:

$$V_s = 90,83 \cdot \frac{451 \cdot 0,427}{335} = 52,0 \text{ kN}$$

$$V_{\ell} = 90,83 \frac{301 \cdot 0,477}{335} = 38,8 \text{ kN}$$

Hieraus ergeben sich die Grundwerte τ_0 in Höhe der Nulllinie bzw. der Innenbewehrung zu, s. Abschn. 6.3.2:

$$\tau_{s0} = \frac{52,0}{0,18 \cdot 427} = 0,67 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{\ell 0} = \frac{38,8}{0,18 \cdot 477} = 0,45 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_0 = 0,67 + 0,45 = 1,35 \text{ N/mm}^2 < \tau_{02}$$

Die erforderliche Laschenbügelbewehrung für volle Schubdeckung errechnet sich mit Gl.(6.28) und mit $z_m = 454 \text{ mm}$ zu:

$$\text{erf } a_{\ell w} = \frac{2 \cdot 90830 - 400 \cdot 2 \cdot 210 \cdot 454 \cdot 10^{-3}}{240 \cdot 454} 10^3 = 967 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Es werden zweischnittige Laschenbügel $5 \cdot 50 \text{ mm}^2$, St 37 im Abstand von $s_{\ell w} = 250 \text{ mm}$ mit $a_{\ell w} = 2000 \text{ mm}^2/\text{m}$ angeordnet und in der Druckzone verankert.

6.9.3 Verankerung und Zugkraftdeckung

Bild 6.10 zeigt die versetzten Zugkraftlinien $F_s(x)$ und $F_{\ell}(x)$ des rechnerischen Bruchzustands. Im Schnitt B, 5 cm rechts von der Auflagerkante, muß die Zuglasche verankert sein. Rechts von B, auf der Strecke BE' , ist die erforderliche Verankerungslänge $\text{erf } \ell_t \leq \ell_{t,\max}$ anzuordnen, die von der Laschendicke t_{ℓ} und von der Oberflächenzugfestigkeit f_{ctm} abhängt. Die Laschendicke ist mit der größtmöglichen Laschenbreite von $b_{\ell} = 0,18 \text{ m}$ so zu wählen, daß auf der Länge $\ell_{t,\max}$ die Verbundbruchkraft

$$T_{k,\max} \geq F_{\ell x} \quad (6.31)$$

verankert werden kann. Die Innenbewehrung darf nicht fließen, die Zugkraftlinie nicht eingeschnitten werden.

Die Lösung von Gl.(6.31) kann graphisch oder durch Probieren gefunden werden. Mit $f_{ctm} = 2,80 \text{ N/mm}^2$ und mit einer gewählten Laschenbreite von

$b_\ell = 170$ mm kann man die Stelle x suchen, an der Gl.(6.31) erfüllt ist. Für die Stelle x gilt mit dem Versatzmaß $a_\ell = 360$ mm:

$$\begin{aligned} x &= a_\ell + 70 + 50 + \ell_{t,\max}(t_\ell) \\ &= 480 + \ell_{t,\max}(t_\ell) \text{ [mm]} \end{aligned} \quad (6.32)$$

An der Stelle x beträgt die Laschenzugkraft:

$$F_{\ell x} = F_\ell (\ell/2) \frac{4}{\ell^2} (\ell x - x^2) \quad (6.33)$$

mit $\ell = 6,85$ m. Gleichzeitig ist der Stelle x die Verankerungslänge Gl.(5.16) und die Verbundbruchkraft $T_{k,\max}$ Gl.(5.15) zuzuordnen. Für die Laschendicke $t_\ell = 10$ mm ist die Gl.(6.31) erfüllt. Die Laschenfläche beträgt damit:

$$A_\ell = 10 \cdot 170 = 1700 \text{ mm}^2 > 1254 \text{ mm}^2$$

In Bild 6.10 ist auch die Laschenbügelbewehrung eingetragen.

6.9.4 Entkoppelungsnachweise

Die Nachweise $t_\ell < 15$ mm, $\varepsilon_\ell \leq \varepsilon_{\ell gr}$ und $\eta_{Vb} \leq 2$ wurden bereits erbracht. Weiter beträgt:

$$\eta_\ell = \frac{A_\ell}{A_s} = 1,58 > \min \eta_\ell = 0,25$$

Schließlich wird der Entkoppelungsnachweis nach den Abschn. 5.3.3 und 6.5 geführt. Die Gl.(5.35) wurde für den Rechteckquerschnitt abgeleitet. Für den Plattenbalken nach Bild 6.9 beträgt die gesamte Bewehrungszugkraft bei Erstrißbildung:

$$F_r \approx \frac{f_{ctm} W_u}{z_m} = 73,2 \text{ kN}$$

Mit $\eta_\ell = A_\ell/A_s = 1,58$ und mit $\xi_1 = 0,382$, Gl.(5.23), ist nach Gl.(5.25):

$$\Delta F_{\ell a} = 27,5 \text{ kN}$$

und die Laschenzugkraft beim Entkoppelungsbeginn, Gl.(5.30), beträgt:

$$F_{\ell e} \approx \frac{\Delta F_{\ell a}}{2} + \frac{T_{k, \max}^2}{2 \Delta F_{\ell a}} = 438,1 \text{ kN} > F_{\ell y} = 408 \text{ kN}$$

Damit ist die Entkoppelung vor dem Erreichen des Grenzzustands der Biegetragfähigkeit auszuschließen.

7. EIGNUNGSPRÜFUNG UND QUALITÄTSSICHERUNG

7.1 Feststellen der Eignung

Die Verstärkung von Stahlbetonbauteilen mittels geklebten Laschen ist i.d.R. sicherheitsrelevant. Aus diesen Gründen sind an die Qualifikation des ausführenden Personals, an die betrieblichen Einrichtungen und an die Qualität der Ausführungen erhöhte Anforderungen zu stellen. Die Erfüllung dieser Anforderungen wird in einem Eignungsnachweis von einer beim Deutschen Institut für Bautechnik geführten Prüfstelle überprüft. Er umfaßt die Erstprüfung des Betriebes, dessen Personal und Eignungsversuche. Der Eignungsnachweis gilt als erbracht, wenn der Betrieb die von der Prüfstelle ausgefertigte Bescheinigung über die Eignung vorlegt. Die Erteilung des Eignungsnachweises erfolgt auf Widerruf für zunächst drei Jahre, Verlängerungen für je weitere drei Jahre sind möglich.

Jeder Betrieb muß über eine qualifizierte Führungskraft mit ausreichenden Kenntnissen und Erfahrungen in Schutz- und Instandsetzungsarbeiten gemäß [2] verfügen. Weiterhin muß das Baustellenfachpersonal besondere Kenntnisse auf dem Gebiet der Verarbeitung von Klebstoffen im Betonbau besitzen. Dieser Nachweis wird durch Vorlage des SIVV-Scheins geführt.

Unter Aufsicht der Prüfstelle werden im Betrieb oder auf einer Baustelle Probeverklebungen vom Ausführungspersonal unter Leitung der Führungskraft durchgeführt. Diese Eignungsversuche werden anerkannt, wenn fehlerfreie Klebungen und bedingungsmäßige Ergebnisse nach [5] erreicht worden sind.

7.2 Qualitätssicherung

Die Qualität der Ausführung wird durch eine Eigen- und Fremdüberwachung gemäß [19] kontrolliert. Zur Eigenüberwachung zählen die Prüfung der

- Oberflächenzugfestigkeit des Betons und evt. des Ausgleichsmörtels,
- Haftung des Primers auf den Stahllaschen,

- Erhärtung des Klebstoffes,
- Ebenheit der verklebten Laschen

sowie die Aufzeichnung und Kontrolle der

- Umgebungsbedingungen während der Klebearbeiten

Die Fremdüberwachung ist auf die Kontrolle der Eigenüberwachung beschränkt. Bei anspruchsvollen Verstärkungsarbeiten mit großem Umfang können Probeverklebungen vor Ort mit anschließendem Entfernen der Laschen und Beurteilung der Bruchfläche Aufschluß über die Verarbeitungsqualität geben.

8. WEITERENTWICKLUNGEN

8.1 Laschen aus Faserverbundwerkstoffen

Werden Stahllaschen an Betonbauteile im Freien appliziert, auf deren Oberfläche sich Tauwasser niederschlagen kann bzw. die feuchter Umgebungsluft ausgesetzt sind, so erfordert dies einen Korrosionsschutz wie er für Stahlbauteile notwendig ist (s. DIN 55 928). Kann darüber hinaus Wasserdampf von der Rückseite her zum Grenzbereich Kleber/Stahl vordringen, so kann dies die Adhäsionsfestigkeit durch lokale Korrosion schädigen. Die Primerung und eine fehlerfreie Klebstoffschicht sind wirksame Gegenmaßnahmen. Noch wirksamer ist jedoch der Einsatz von Faserverbundwerkstoffen (FVW; ud-Laminate), weil auf deren Oberfläche Ionenreaktionen und damit Korrosion nicht stattfinden können. FVW haben auch dort Vorteile, wo es auf ein geringes Gewicht und eine einfache Handhabung ankommt.

Erste Untersuchungen erfolgten im Jahr 1984 [] mit Laschen aus glasfaserverstärktem Kunststoff (GFK). Die GFK-Laschen wiesen Glasfaservolumina von 42 bis 51 % auf und waren durch ungesättigtes Polyester- bzw. Epoxidharz gebunden. Hierauf aufbauend konnten 1987 die Koppelfugen einer 11-feldrige Autobahnbrücke durch Kleben von GFK-Laschen im Innern der Hohlkästen ertüchtigt werden, s. [31]. Weitere Anwendungen folgten. Nachteilig bei der Verwendung dieser GFK war deren geringer Elastizitätsmodul von 30 bis 40 GPa. Um eine ausreichende Dehnsteifigkeit zur Reduktion der Spannstahlschwingbreite zu erzielen, wurden somit relativ große Laschenquerschnitte erforderlich.

Laschen aus kohlefaserverstärktem Kunststoff (CFK) besitzen diesen Nachteil nicht. Bei einem E-Modul von ca. 200 GPa und einer Zugfestigkeit von ca. 2200 MPa des Verbundwerkstoffes in Längsrichtung sind relativ geringe Querschnittsabmessungen erforderlich. Hierdurch werden die Handhabung und Applikation der Laschen erheblich vereinfacht, s. Bild 8.1. Bei der Bemessung muß jedoch das Fehlen jeglichen plastischen Verformungsverhaltens der Laschen berücksichtigt werden [25].

Eine erste Anwendung fand 1991 durch die Verstärkung einer lokalen Schadstelle an einem Brückenträger statt [41]. Weitere Anwendungen folgten.

Versuche zeigten, daß oftmals die Zugfestigkeit der CFK-Laschen nicht ausgenutzt werden kann. Der Verbund reagiert bei dünnen Laschen auf Beanspruchungen normal zur Laschenklebfläche, z.B. durch Umlenkkräfte infolge von lokalen Unebenheiten oder vertikalen Rißufernverschiebungen, sehr empfindlich und kann vorzeitig versagen. In [30] wurde gezeigt, daß durch das Vorspannen der CFK-Laschen vor dem Verkleben diese ungünstigen Effekte vermindert werden können. Hierdurch kann zusätzlich eine Verbesserung der Gebrauchstauglichkeit durch die Reduktion der Rißbreiten und Durchbiegung erzielt werden. Dieses Verfahren befindet sich in der Weiterentwicklung.

FVW für die nachträgliche Verstärkung können im Lieferzustand weder warm noch kalt, z.B. zum Zweck des Herstellens von Laschenbügeln, geformt werden. Weitere Entwicklung sind erforderlich.

8.2 Angepreßte Endverankerung

Durch einen ständig wirkenden Anpreßdruck in der Verankerungslänge können erheblich größere Laschenzugkräfte als bei einer nichtangepreßten Verankerung unter Verhinderung eines sprödes Versagens des Klebverbunds in den Beton eingeleitet werden [21,22,35]. Die Realisierung des Anpreßdruckes erfolgt durch vorgespannte Dübel in Kombination mit Tellerfedern, s. Bild 8.2. Versuche an verstärkten Biegebalken und ZDK-Körpern, (s. Abschn. 5, Bild 5.2) haben die Eignung dieser Verankerungsmethode bewiesen.

9. VERGLEICH ZWISCHEN DER BESTEHENDEN RICHTLINIE VOM FEBRUAR 1993 UND DEM NEUVORSCHLAG HINSICHTLICH VERBUNDBRUCHKRAFT

9.1 Ziel des Vergleichs

Im Oktober 1994 wurde dem SVA Klebetechnik eine Neufassung der derzeitigen Verfahrensrichtlinie des DIBt vom Februar 1993 vorgelegt. Diese Neufassung ist vom IBMB ausgearbeitet worden. Die Neufassung schlägt Veränderungen bei der Berechnung der charakteristischen Verbundbruchkraft, der zugehörigen Verankerungslänge und für die Zugkraftdeckung vor. Alle diese Veränderungen sind im vorliegenden Bericht ausführlich begründet worden. Im folgenden werden sie hinsichtlich ihrer Auswirkung im Vergleich zur bestehenden Richtlinie beleuchtet.

9.2 Ansätze zur Verbundbruchkraft

Der wesentliche Unterschied zwischen dem Ranisch-Ansatz und dem Holzenkämpfer- oder auch Wicke-Pichler-Ansatz - in bezug auf die Verbundbruchkraft - beginnt beim Stoffgesetz τ_1 - s_1 , s. Abschn. 5. Die Beziehungen lauten:

$$T_{kRa} = b_1 \sqrt{K t_1 \tau_{11} l_t} \leq F_{lyk} \quad (5.14)$$

$$\max T_{kHo} = 0,35 b_1 k_b k_c \sqrt{f_{ctm} E_1 t_1} \leq F_{lyk} \quad (5.15)$$

Ohne auf Einzelheiten in den Formeln einzugehen, erkennt man, daß nach Ranisch die Verbundbruchkraft monoton mit der Verankerungslänge zunimmt. Man kann danach also jede beliebige Zugkraft bei jeder beliebigen Laschengeometrie verankern, sofern die Laschenstreckkraft nicht überschritten wird.

Dies ist die fundamentale Schwäche des Ranisch-Ansatzes. Versuche und theoretische Arbeiten beweisen nämlich, daß es für den jeweiligen Fall (b_1 , t_1 , f_{ctm} , E_1) nur einen einzigen Größtwert der Verbundbruchkraft gibt. Dieser kann nicht überschritten werden.

Die Verankerungslänge nach Ranisch erhält man aus Gl. (5.15):

$$l_t = \left[\frac{T_{kRa}}{b_1} \right]^2 \frac{1}{K \tau_{11} t_1} \quad [\text{mm}] \quad (5.15)$$

mit $K = 30 \text{ N/mm}^2$; $\tau_{11} = \tau_k = \tau_k(f_{ctm})$, s. Bild 5.5. Alle anderen Größen sind in N bzw. mm einzusetzen. Das spröde Versagen ist in Faktor K berücksichtigt.

Die maximale Verankerungslänge des Neuvorschlags lautet:

$$l_{t,max} = \sqrt{\frac{E_1 t_1}{4 f_{ctm}}} \text{ [mm]} \quad (5.16)$$

wobei E_1 210000 N/mm² beträgt, f_{ctm} in N/mm² und t_1 in mm einzusetzen sind. Die Verankerungslänge $l_{t,max}$ gehört zum maximalen Verbundwiderstand $\max T_{kHo}$.

Bild 9.1 zeigt schematisch die Abhängigkeit der Verbundbruchkraft von der Verankerungslänge l_t . Man erkennt:

- daß nach Holzenkämpfer die Verbundbruchkraft abhängig von l_t bis zum Größtwert $\max T$ ansteigt und dann konstant bleibt. Oder: eine Verankerungslänge $l_t > l_{t,max}$ ist nutzlos;
- im Bereich kleiner Verankerungslängen $\leq 600 \text{ mm}$ ist der Unterschied zwischen beiden Ansätzen gering. Bei großen Verankerungslängen wächst der Unterschied. Beide Ansätze haben eine natürliche Bremse, nämlich: $T_k \leq F_{lyk}$. Zum anderen eine Bremse nach Richtlinie 1993, nämlich $\max l_t = 2,0 \text{ m}$ für den Ranisch-Ansatz vorgesehen.

Schließlich zeigt Bild 9.2 Versuchswerte und beide Ansätze. Man kann folgende Schlußfolgerung ziehen:

- der Ranisch-Ansatz ist mechanisch falsch. Nur für kurze Verbundlängen $\leq \approx 600 \text{ mm}$ gibt er das beobachtete Verhalten brauchbar wieder. Er sollte aufgegeben werden.

9.3 Verankerung im Bauteil und Zugkraftdeckung

9.3.1 Vorbemerkung

Das laschenverstärkte Stahlbetonbauteil weist eine gestaffelte Bewehrung auf, weil die Lasche im Regelfall nicht hinter der Auflagerlinie verankert werden kann. Hieraus ergeben sich einige Besonderheiten. Zunächst

wird das Vorgehen beim Stahlbetonbauteil mit Innenbewehrung als Leitschnur gezeigt. Daran wird das Vorgehen bei einer Laschenverstärkung gemessen.

9.3.2 Vorgehen beim Stahlbetonbiegebauteil

Die versetzte Zugkraftlinie ist Folge der unterstellten Gültigkeit der Fachwerkanalogie. Bild 9.3 zeigt die versetzten Stahlzugkraftlinien des zweilagig bewehrten Biegebauteils unter Gleichlast q im rechnerischen Bruchzustand. Vorausgesetzt wird: $F_{sy1} = F_{sy2}$. Die Lage 1 geht durch, die Lage 2 ist gestaffelt.

Die Zugkraftdeckung erfordert, daß im Schnitt E die durchgehende Lage 1 nicht oder höchstens fließt. Links von E muß die gestaffelte Lage 2 verankert sein. Die Verankerungslänge l_1 muß für die Kraft F_{s2x} dimensioniert sein, denn dann ist die Lage 2 in E, dem letzten gedachten Knoten im Fachwerk mit dem Zuggurtquerschnitt tot $A_s = A_{s1} + A_{s2}$, voll angekoppelt. Zwischen den Schnitten A und E werden die Zugkräfte F_{s1} und F_{s2} durch die Querkraft bzw. durch $\Delta M/\Delta x$ abgebaut. Weil dieser Abbau Verbundspannungen τ_1 hervorruft, führt man nach DIN 1045 den l_0 -Nachweis ab Punkt A. Man kann zeigen, daß bei parabolischem Moment der Endpunkt B stets vom l_1 -Nachweis festgelegt wird:

$$l_1 = l_0 \frac{F_{s2x}}{f_{sy2}} = l_0 \frac{\text{erf } A_s}{\text{vorh } A_s} \quad (9.1)$$

Aus diesem Grund wird nach EC 2, T.1 nur noch der l_1 -Nachweis ab Pkt. E geführt.

9.3.3 Vorgehen beim laschenverstärkten Bauteil nach Neuvorschlag

Das zuvor geschilderte Vorgehen beim Stahlbetonbauteil muß auch für das laschenverstärkte Bauteil übernommen werden. Bild 9.4 zeigt entsprechend Bild 9.3 die Zugkraftlinie. Die Gültigkeit der FWA wird weiter unterstellt.

Das reale Laschenende, Pkt. B, liegt mit dem Abstand $f \leq 5$ cm vom Unterstützungsrand fest. Der Schnitt E markiert, wie zuvor, die Stelle bis zu

der - von links gesehen - die Innenbewehrung die Gesamtzugkraft allein aufzunehmen hat. Rechts von E ist wieder der Gurt $A_s + A_1$ vorhanden.

Entsprechend Abschn. 9.3.2 muß die Lasche links vom Schnitt E und innerhalb der Strecke BE für die Kraft F_{1x} verankert werden können. Es muß sein:

$$\text{vorh } l_t = BE \geq \text{erf } l_{t,\max} \quad (9.2)$$

mit $l_{t,\max}$ nach Abschn. 5.2.5.2:

Auf der Verankerungslänge $l_{t,\max}$ kann nur die zugehörige maximale Verbundbruchkraft $T_{k,\max}$ nach Gl. (5.16) verankert werden. Diese muß das spröde Versagen der Verbundverankerung bei nicht durch Klebebügel umschlossener Zuglasche berücksichtigen. Bei Platten muß die erforderliche Verbundkraft betragen:

$$T_{k,\max} \geq 1,2 F_{1x}. \quad (9.3)$$

Bei Balken, bei denen stets, auch konstruktiv Klebebügel angeordnet werden müssen, muß sein:

$$T_{k,\max} \geq F_{1x}. \quad (9.4)$$

Kennt man im Schnitt A die Kräfte $\max F_s \leq F_{sy}$ und $\max F_1 \leq F_{1y}$, so ist der Schnitt E (Abstand x) mit Annahmen für v , a , $\text{vorh } f$ etc. festlegbar. Auf der Strecke AE wird die Zugkraftdifferenz $F_1 - F_{1x}$ über Verbundspannungen abgebaut. Die hierzu nötigen Verbundspannungen sind geringer, als jene auf der Verankerungslänge $l_{t,\max}$.

9.3.4 Vorgehen nach Zulassungen und Richtlinie vom Februar 1993

Nach den Zulassungen und der Richtlinie vom Februar 1993 ist die im Punkt A, Bild 9.5, herrschende Größtkraft $F_1 \leq F_{1y}$ zu verankern. Die hierfür erforderliche Verankerungslänge

$$\text{erf } l_t = \frac{F_1^2}{b_1^2 K \tau_k t_1} \quad (5.14)$$

muß - beginnend im Schnitt A - auf der Strecke AB untergebracht werden können:

$$\text{erf } l_t \leq AB \quad (9.5)$$

Dabei ist der Punkt B, wie zuvor festgelegt; auch der Punkt A ist bekannt. Im Faktor K ist der Sprödbbruchfaktor 1,2 bereits eingebaut. Weiter muß sein: $F_1 \leq F_{1y}$. Weil aber die ungebremste Zunahme der Verankerungslänge Gl. (5.14) mit der Kraft F_1 als falsch erkannt worden ist, hat man gefordert, daß

$$\text{erf } l_t \leq 2,0 \text{ m} \quad (9.6)$$

betragen muß. Weiter muß sein: $\text{gew } l_t \geq 50 \text{ cm}$.

Bei diesem Vorgehen ist es durchaus möglich, daß die rechnerisch erforderliche Verankerungslänge deutlich vor dem Punkt B endet. Weil dann das Laschenende ggfs. im Bereich von Biegeschubbrissen zu liegen kommt, hat man durch die Forderung $f \leq 5 \text{ cm}$ das Laschenende am Punkt B festzurrt. Nach diesen Regeln entworfene Versuchsbalken (lange Balken, mäßig dicke Laschen, niedrige Verstärkungsgrade) zeigten auch ein Versagen durch Fließen bei intakter Endverankerung.

Kann man damit zur Tagesordnung übergehen und alles so belassen wie bisher? Dem muß widersprochen werden. Einige Einwände lauten:

Wie das in Bild 9.5 eingezeichnete Beispiel zeigt, kann die Verankerungslänge $l_t \leq 2,0 \text{ m}$ - gerechnet vom Pkt. A - im oder rechts vom Pkt. B enden. Damit wird im strengen Sinn kein Verankerungsnachweis sondern ein Verbundnachweis geführt, der dem l_0 -Nachweis nach DIN 1045 ähnelt. Beim Stahlbeton ist:

$$l_0 = F_{sy} \frac{1}{u_s \tau_{1u}}$$

mit $\tau_{su} = \gamma \text{ zu } \tau_1$; Tab. 19, DIN 1045. Für die Laschenverstärkung gilt mit Gl. (5.14) in analoger Form:

$$l_t = F_{ly} \frac{f_{ly}}{b_l K \tau_k} = F_{ly} \frac{8}{b_l \tau_k},$$

weil $f_{ly}/K = 8$ ist. Außerdem kann man die Verankerungslänge über eine mittlere Klebverbundspannung ausdrücken:

$$l_t = \frac{F_{ly}}{b_l \tau_{lm}},$$

woraus sich die mittlere Klebverbundspannung zu

$$\tau_{lm} = \frac{\tau_k}{8} = 0,6 \div 1,6 \text{ N/mm}^2$$

je nach Betongüte, aber unabhängig von der Verankerungslänge ergibt. Gerade beim Klebverbund ist nicht einzusehen, daß man ungeachtet der Verankerungslänge stets mit einer konstanten mittleren Klebverbundspannung rechnen darf.

Wenn die Verankerungslänge z.B. im Pkt. C endet, ist dann dort die Lasche an das Fachwerk angeschlossen? Wie beteiligt sich die Zugabelänge von C bis B am Kraftabtrag? Man erkennt, daß sich das gegenwärtige Vorgehen mit der FWA nicht erklären läßt. Es verletzt damit die Konstruktionsregeln des Stahlbetonbaus.

9.4 Beispiele und Vergleiche

Im folgenden wird für eine einachsig gespannte Stahlbetonplatte unter Gleichlast mit einem Verstärkungsgrad von rd. 1,7 der Vergleich zwischen den diesbezüglichen Regelungen der Richtlinie von 2/93 und dem neuen Vorschlag angestellt. Die Bilder 9.6 und 9.7 zeigen die versetzten Zugkraftlinien des verstärkten Zustands für eine Stützweite von 5 und 6 m bei einer 20 cm dicken Stahlbetonplatte aus B 25, bewehrt mit BSt 220.

Bei der Verstärkung und Zugkraftdeckung nach der Richtlinie vom Februar 1993 kann man die Bedingung $l_v = l_t \leq 2,0 \text{ m}$, gemessen von Punkt A, mit verschiedenen Laschenquerschnitten erfüllen. Die Richtlinie fordert, daß das Laschenende stets bis zum Punkt B geführt wird. Die Forderung $l_v \leq 2,0 \text{ m}$ bedingt, daß die Lasche mit $t_l = 10 \text{ mm}$ nicht verwendet werden darf.

Alle anderen Laschenquerschnitte erfüllen diese Bedingung. Bei dem Nachweis nach Neuvorschlag sind i.d.R. breitere und dünnere Laschen zu wählen.

10. LITERATUR

- [1] Grube, H., Kern, E. und Quitmann, H.-D.: Instandhaltung von Betonbauwerken. Beton-Kalender 1990, T.II, Verlag Wilh. Ernst&Sohn, Berlin, 1990, S. 681/805.
- [2] Richtlinie für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Verlag Wilh. Ernst&Sohn, Berlin, 1990.
- [3] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen. Ausgabe 1990, (ZTV-SIB 90), Bundesminister für Verkehr, Verkehrsblatt-Verlag.
- [4] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für das Füllen von Rissen in Betonbauteilen. Ausgabe 1993, (ZTV-RISS 93), Bundesminister für Verkehr, Verkehrsblatt-Verlag.
- [5] Richtlinien für das Verstärken von Betonbauteilen durch Ankleben von Stahllaschen. Fassung Februar 1993, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin.
- [6] DIN 1048, T.2, Prüfverfahren für Beton, Festbeton in Bauwerken und Bauteilen. Ausgabe Juni 1991.
- [7] Grube, H. und Krell, J.: Zur Bestimmung der Carbonatisierungstiefe von Mörteln und Beton. beton, 1986, H.3, S. 104/107.
- [8] Schmidt, H., Koch, R. und Wohlfahrt, R.: Methoden zur Erfassung des Rißverhaltens von Stahlbetonbauteilen - Stand der Technik -. Forschungsbericht DFG Schm 385/3, FMFA Baden-Württemberg, Stuttgart, 1982.
- [9] Winkler, H. und Gruner, K.: Abzugfestigkeit von Beton prüfen, Einfluß von Versuchsbedingungen. Materialprüfung 36(1994), Heft 9, S. 367/371.
- [10] Rostásy, F.S.: Baustoffe. Verlag Kohlhammer, Stuttgart, 1983.
- [11] Hundt, J. und Danßmann, J.: Einsatz der Endoskopie zum Nachweis von Schäden an Massivbauten. Tagungsbericht ZfPBau-Symposium, Bundesanstalt für Materialprüfung, Berlin, 1985.
- [12] Leonhardt, F.: Vorlesungen über Massivbau. Teil 1 : Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau, Springer Verlag, Berlin, 1984.
- [13] DIN 488, Teil 1, Betonstahl; Sorten, Eigenschaften, Kennzeichen. Ausgabe September 1984.
- [14] Rostásy, F.S.: Zustandsbeurteilung und Ertüchtigung von Massivbauwerken - Möglichkeiten und Grenzen. Tagung: Bauwerksüberwachung im Ingenieur- und Industriebau, Verein Deutscher Ingenieure (VDI), Düsseldorf, 27. u. 28.9.1994.

- [15] Danßmann, J.: Erfahrungen mit Überdeckungsmeßgeräten für Stahlbetonbauteile. Tagungsbericht ZfPBau-Symposium, Bundesanstalt für Materialprüfung, Berlin, 1985.
- [16] Neisecke, J.: Ein dreiparametrisches, komplexes Ultraschall-Prüfverfahren für die zerstörungsfreie Materialprüfung im Bauwesen. Dissertation TU Braunschweig, Oktober 1974.
- [17] Heidt, H. und Goebels, J.: Radiometrie und rechnergestützte Durchstrahlungsverfahren für die Erkennung von Betonschäden. Tagungsbericht ZfPBau-Symposium, Bundesanstalt für Materialprüfung, Berlin, 1985.
- [18] Hunkeler, F.: Bauwerksinspektion mittels Potentialmessung. Schweizer Ingenieur und Architekt, Nr. 12, S. 272/278, 1991.
- [19] DIN 18200, Überwachung (Güteüberwachung) von Baustoffen, Bauteilen und Bauarten, Allgemeine Grundsätze. Ausgabe Dezember 1986.
- [20] Rostásy, F.S. und Hankers, Ch.: Bruchkriterien für die Verbindung Stahl-Klebstoff unter statischer und dynamischer Belastung. Abschlußbericht DFG RO 288/29-1, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Braunschweig, 1994.
- [21] Pichler, D.: Die Wirkung von Anpreßdrücken auf die Verankerung von Klebelamellen, Dissertation, Leopold-Franzens-Universität Innsbruck, 1993.
- [22] Pichler, D. und Wicke, M.: Verstärken von Betonbauteilen durch angeklebte Stahllamellen mit angepreßter Endverankerung. Beton- und Stahlbetonbau 89(1994), Heft 10 und 11.
- [23] Ranisch, E.-H.: Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Baustahl und Beton - Geklebte Bewehrung. Dissertation TU Braunschweig, 1982.
- [24] Holzenkämpfer, P.: Ingenieurmodelle des Verbunds geklebter Bewehrung für Betonbauteile. Dissertation TU Braunschweig, 1994.
- [25] Kaiser, H.: Bewehren von Stahlbeton mit kohlenstoffaserverstärkten Epoxidharzen. Dissertation, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 1989.
- [26] Rostásy, F.S., Ranisch, E.-H. und Alda, W.: Nachträgliche Verstärkung von Spannbetonbrücken im Koppelfugenbereich durch geklebte Stahllaschen. Forschung Straßenbau und Straßenverkehr, Bonn, Forschungsbericht Nr. 326, 1989, S. 95/142.
- [27] Bresson, J.: Nouvelles recherches et applications concernant l'utilisation des collages dans les structures. Béton plaqué. Annales de l'ITBTP, 1971, No. 278, p. 22/55.
- [28] Zulassungsbescheid : Schubfeste Klebeverbindung zwischen Stahlplatten und Stahlbetonbauteilen oder Spannbetonbauteilen. Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin.
- [29] Iványi, G. und Buschmeyer, W.: Verstärkung von Spannbetonbrücken durch Stahllaschen-Anwendungskriterien. Beton- und Stahlbetonbau

87(1992), Heft 11.

- [30] Deuring, M.: Verstärken von Stahlbeton mit gespannten Faserverbundwerkstoffen, Dissertation ETH Zürich, 1993.
- [31] Rostásy, F.S., Hankers, C. und Ranisch, E.-H.: Strengthening of R/C- and P/C-structures with bonded FRP-plates. Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, 1st International Conference, Sherbrooke, Québec, Canada, 1992.
- [32] Hankers, Ch. : Zum Tragverhalten laschenverstärkter Betonbauteile unter dynamischen Beanspruchungen, Dissertation TU Braunschweig, 1995, (In Vorbereitung).
- [33] Ivanyi, G.: Zugfestigkeit von Beton in örtlich veränderlichen Beanspruchungszuständen-Gradientenwirkung. Forschungsbericht Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 1976.
- [34] Comité Euro-International du Béton: CEB-FIP Model Code 1990 - Final Draft, Bulletin d'information 203 et 204, Lausanne, 1991.
- [35] Zulassungsentwurf der Fa. Hilti Bauchemie AG, 9/1994 (unveröffentlicht)
- [36] König, G. und Fehling, E.: Grundlagen zur Rißbreitenbeschränkung im Spannbetonbau. Beton- und Stahlbetonbau, 83(1988), Nr. 12, S. 317/323.
- [37] Schießl, P.: Grundlagen der Neuregelung zur Beschränkung der Rißbreite. Deutscher Ausschluß für Stahlbeton, Heft 400, S. 157/175, Beuth Verlag, Berlin, 1989.
- [38] Grasser, E., Kupfer, H., Pratsch, G. und Feix, J.: Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen, Beton-Kalender 1995, Teil I, Verlag Wilh. Ernst&Sohn, S. 303/460
- [39] Tausky, R.: Betontragwerke mit Außenbewehrung. Birkhäuser Verlag, Basel, 1993.
- [40] Verstärken von Betonbauteilen - Sachstandsbericht. Deutscher Ausschluß für Stahlbeton, in Vorbereitung, Beuth Verlag, Berlin, 1995.
- [41] Meier, U. und Kaiser, H.: Strengthening of Structures with CFRP Laminates. Advanced Composites Materials in Civil Engineering Structures, Las Vegas, 1991.

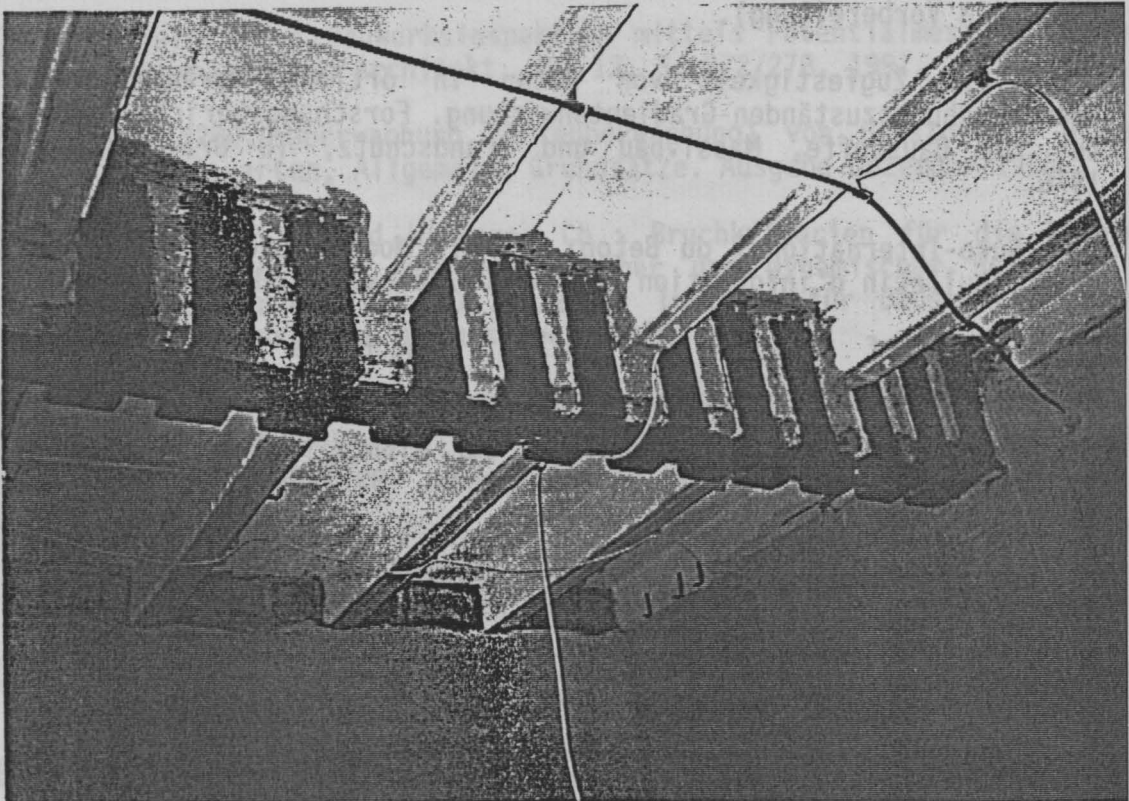


Bild 1.1: Verstärkung von Unterzügen durch geklebte Zug- und Schublaschen
(Werksfoto Fa. Ludwig Freytag)

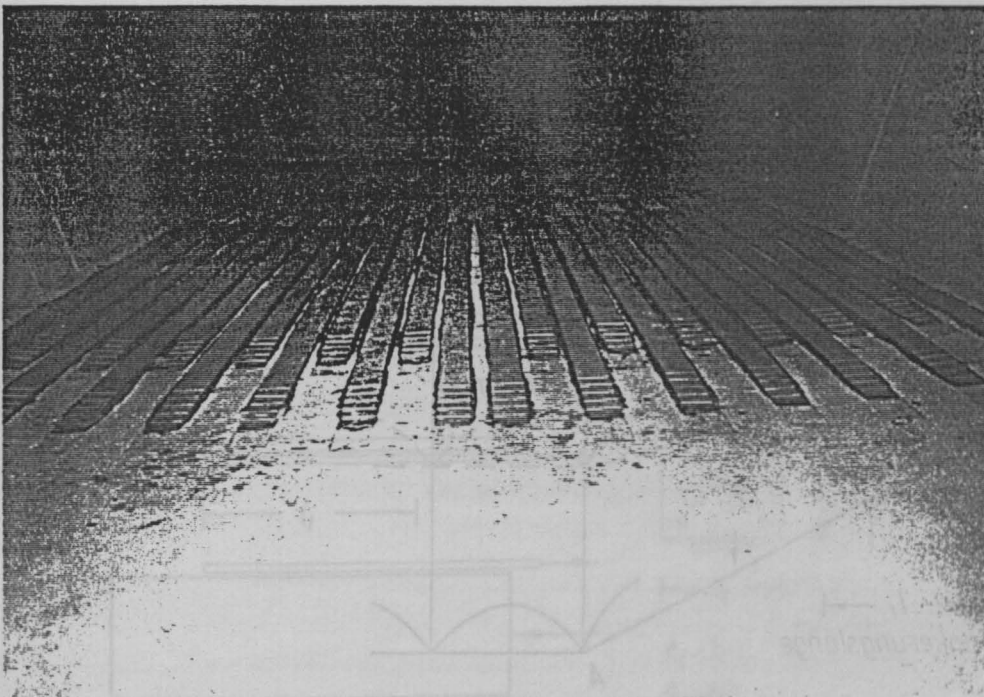


Bild 2.1: Ertüchtigung von Koppelfugen mittels geklebter Zuglaschen

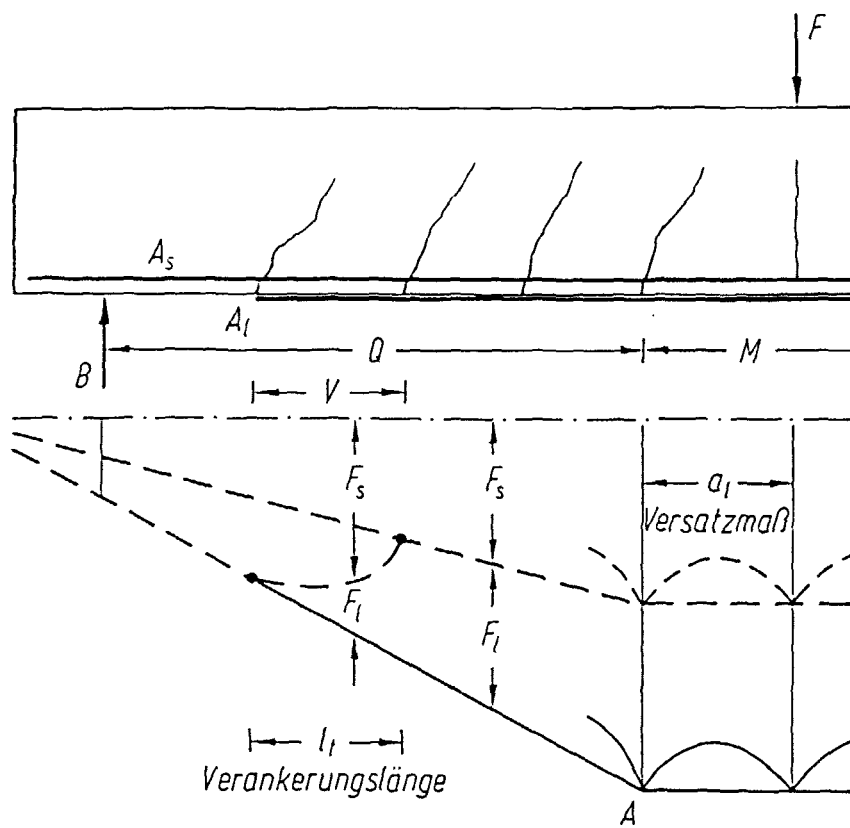


Bild 5.1: Beanspruchungsbereiche des Klebverbunds

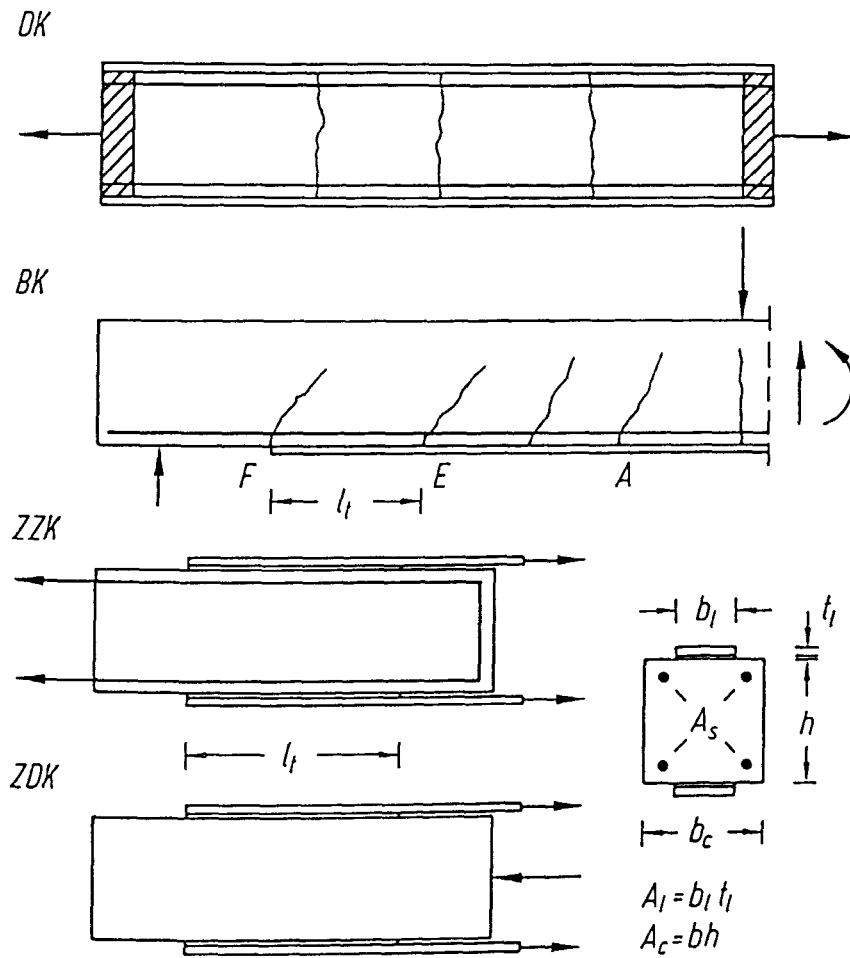


Bild 5.2: Häufig verwendete Versuchskörper

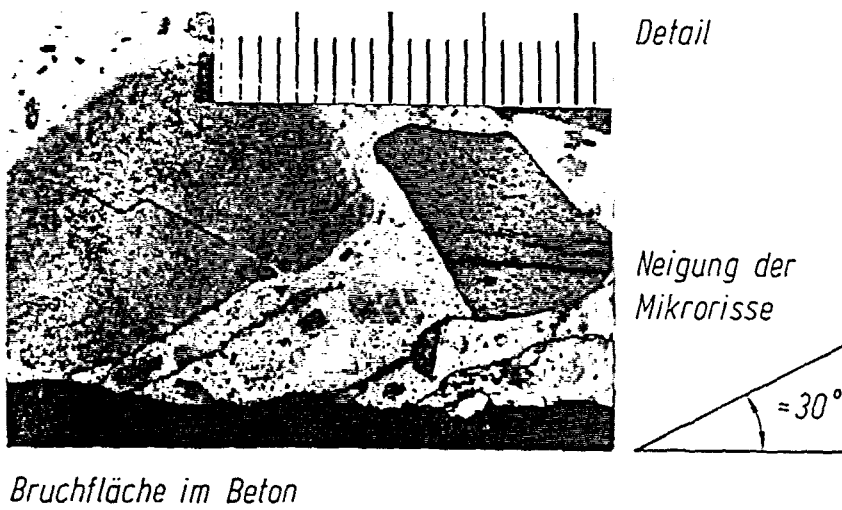
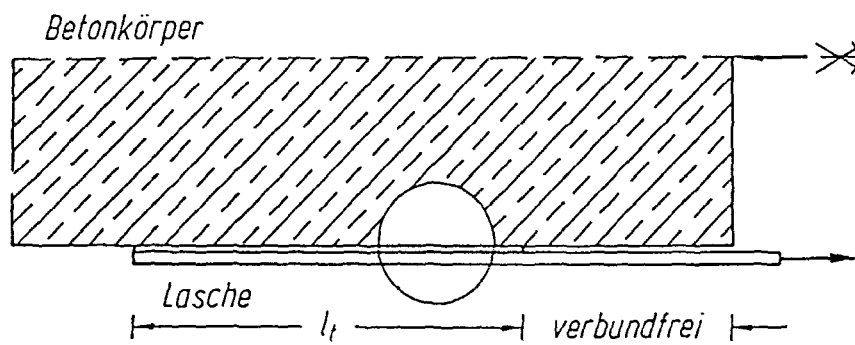


Bild 5.3: Verbundbruchfläche und Risse

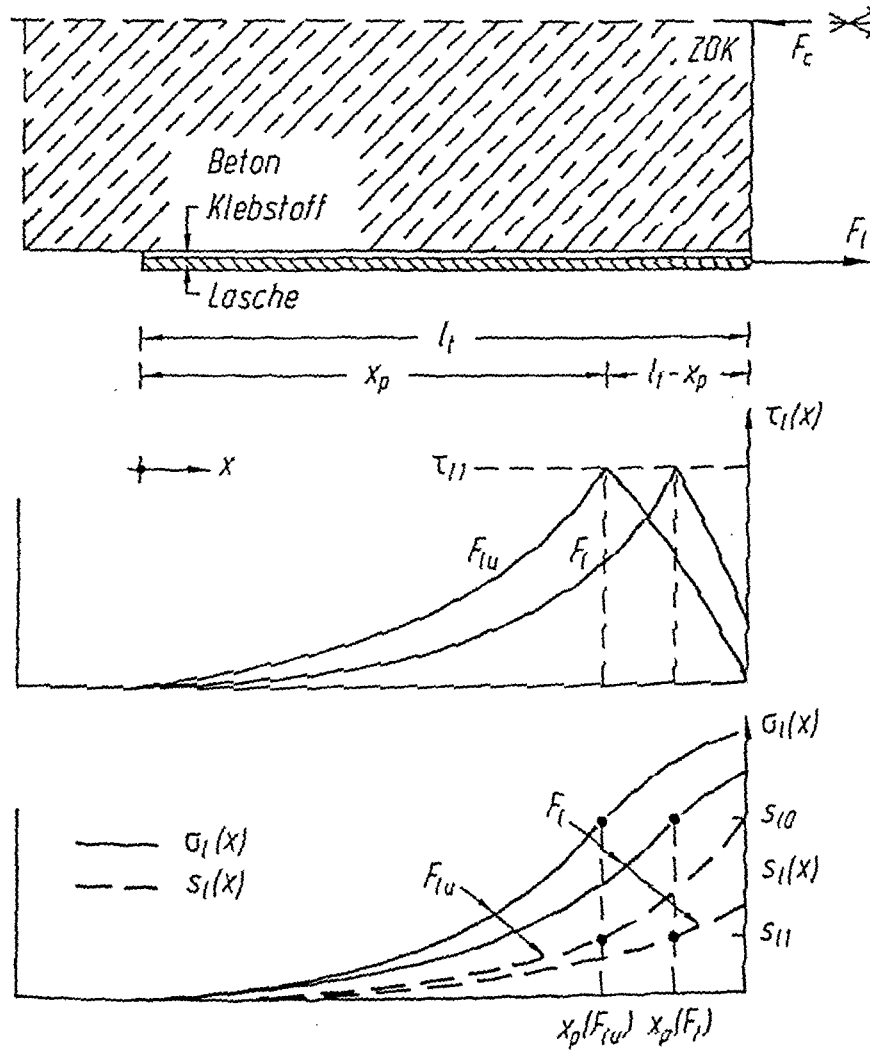


Bild 5.4: Wesentliche Versuchsbeobachtungen bei Belastung eines ZDK bis zum Verbundbruch

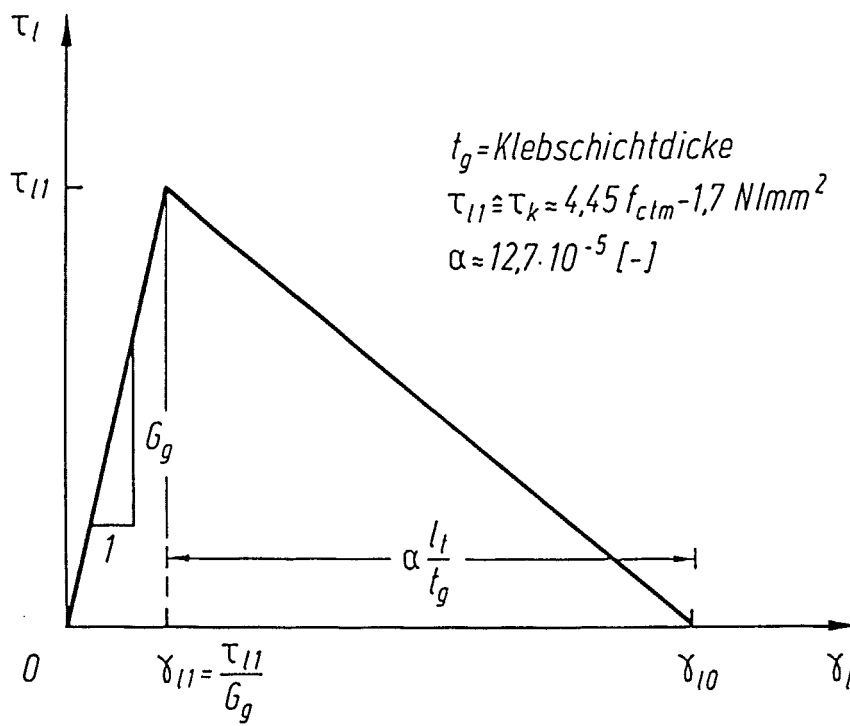


Bild 5.5: Verbundansatz nach [5] und [23]

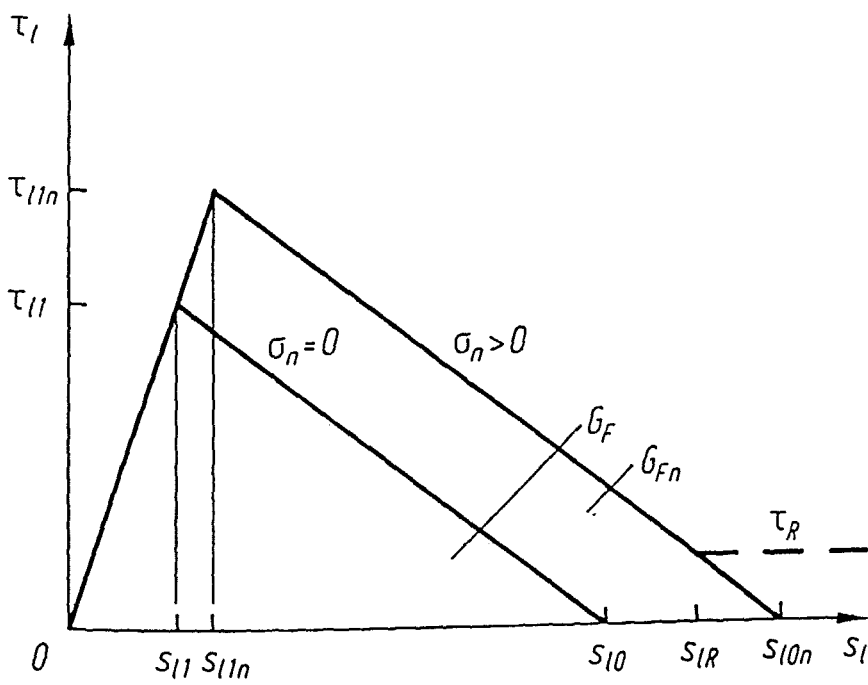


Bild 5.6: Verbundansatz nach [24]

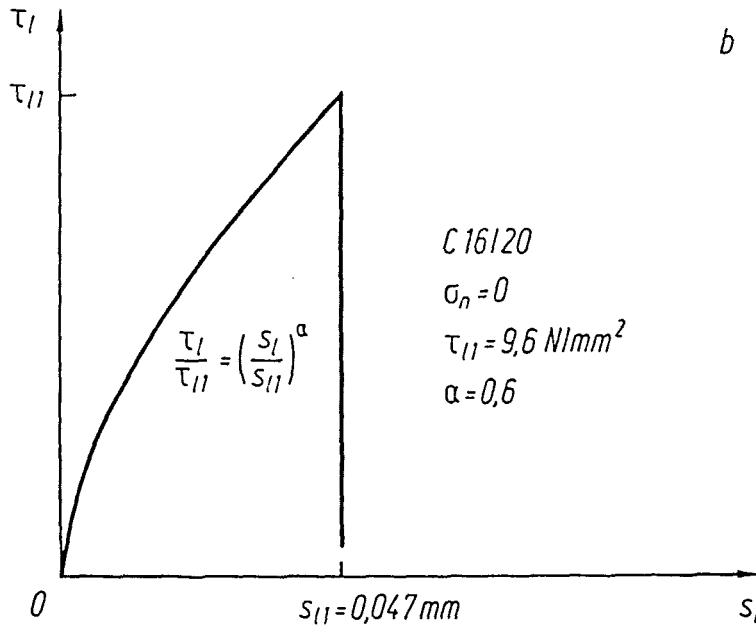
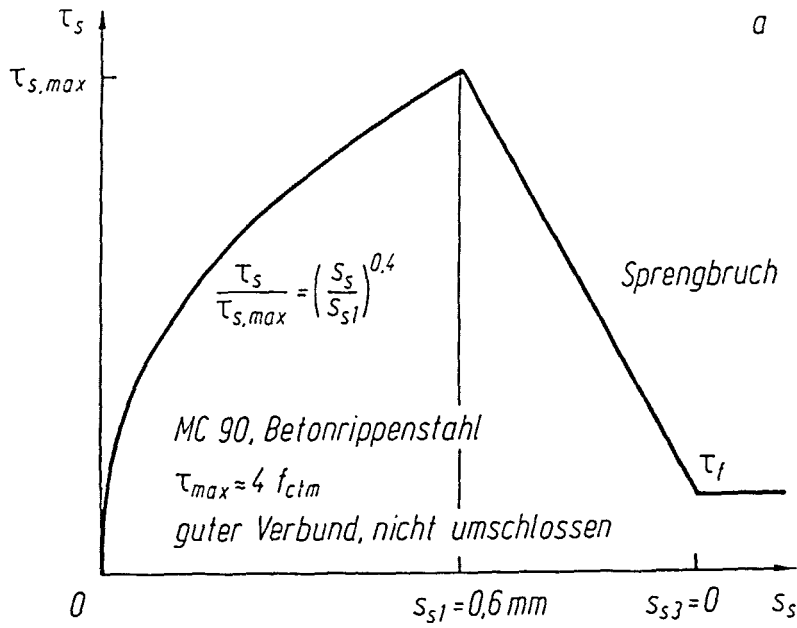


Bild 5.7: Verbundansätze nach MC 90 für Betonrippenstahl sowie für die nichtangepreßte Klebverankerung nach [21]

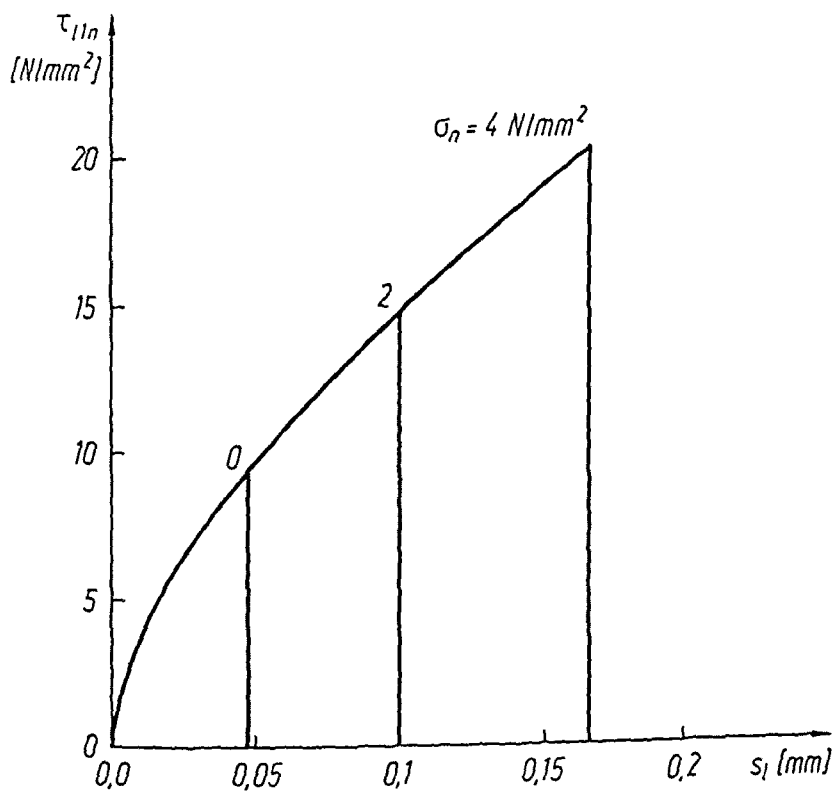


Bild 5.8: Verbundansatz von [21] für $\sigma_n = 0,2$ und 4 N/mm^2

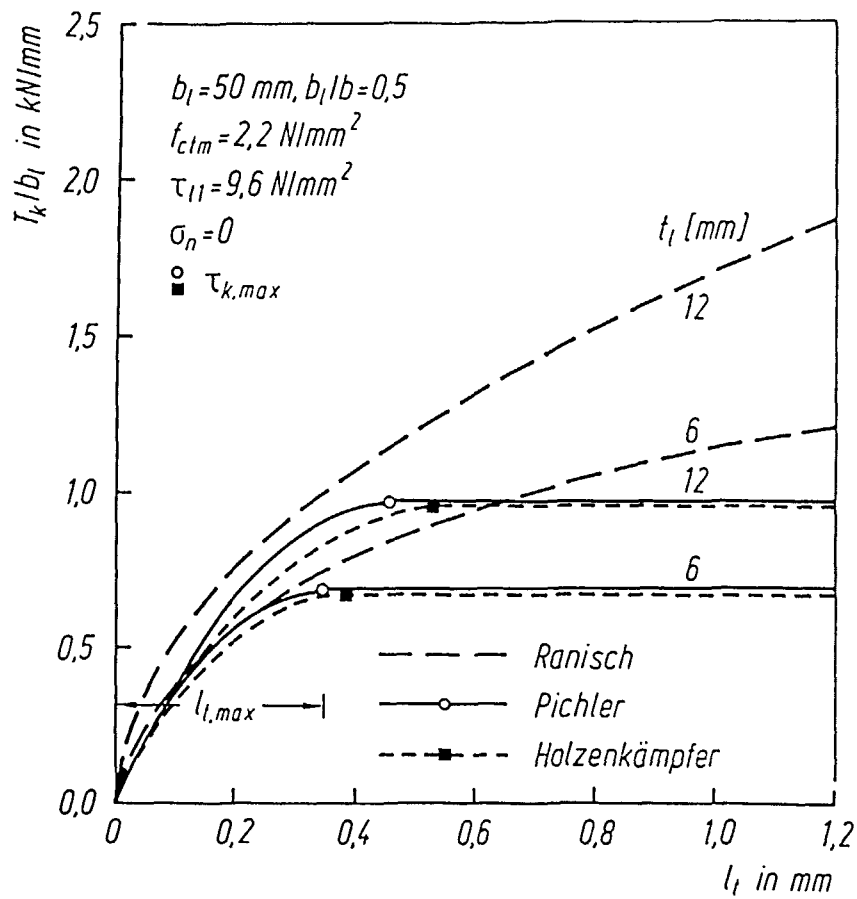


Bild 5.9: Abhängigkeit der Verbundbruchkraft von der Verankerungslänge nach den Verbundansätzen

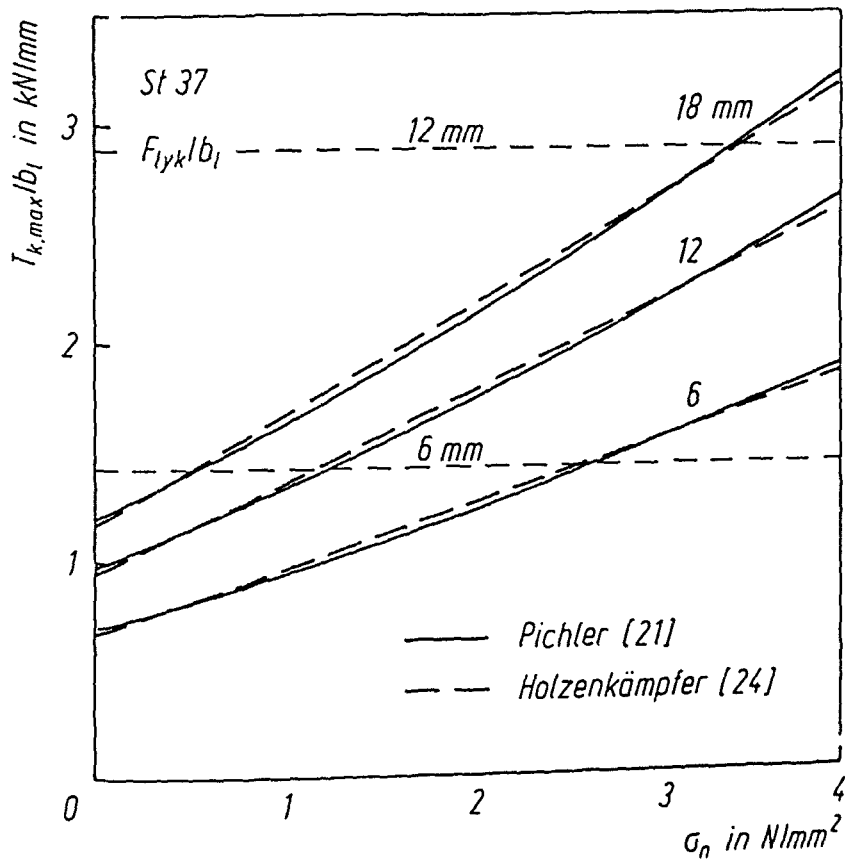


Bild 5.10: Abhängigkeit der maximalen Verbundbruchkraft vom Anpreßdruck und der Laschenstärke nach den o.g. Ansätzen

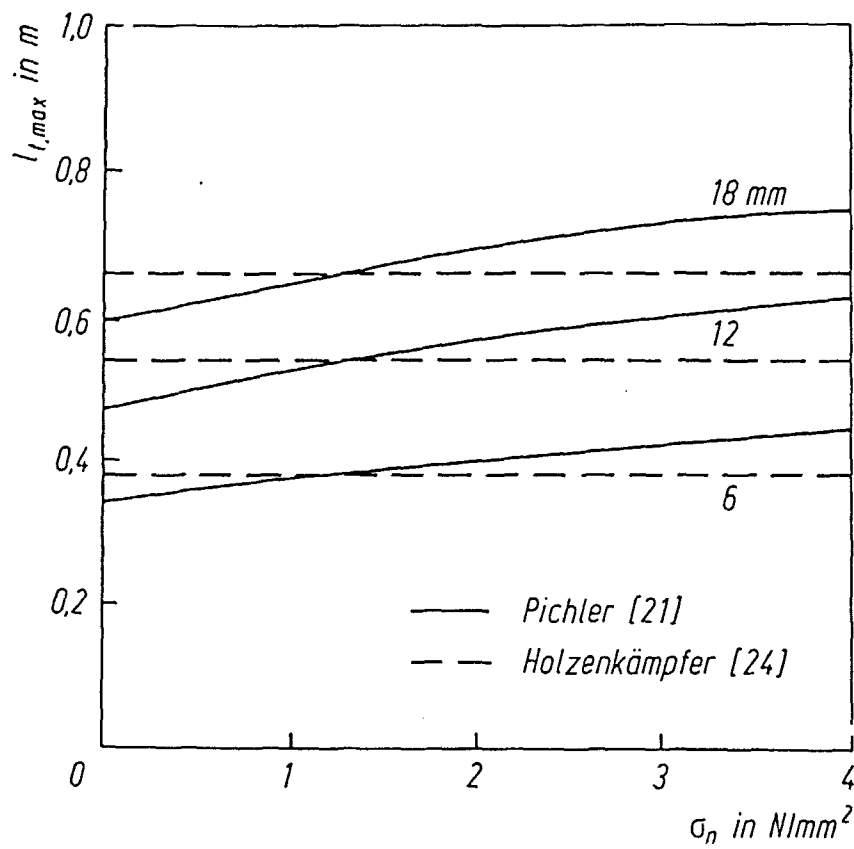


Bild 5.11: Abhängigkeit der Verankerungslänge $l_{t,max}$ vom Anpreßdruck und der Laschen-
dicke nach den o.g. Ansätzen

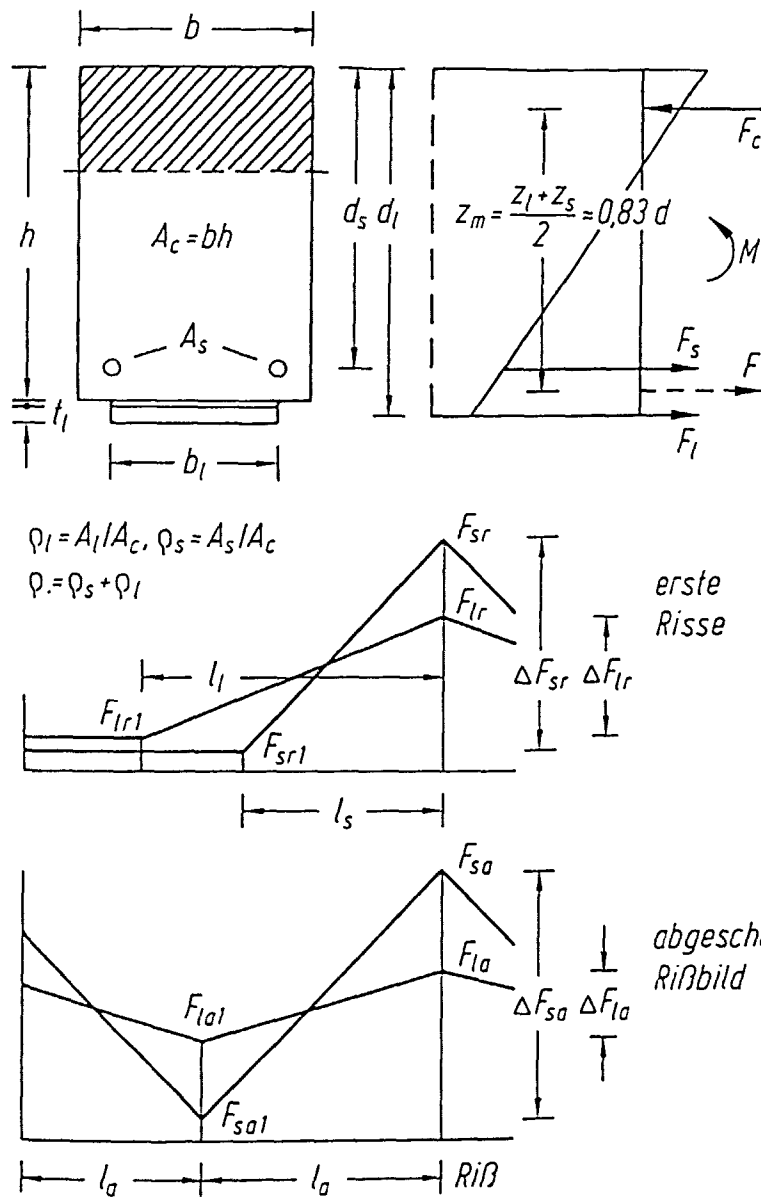


Bild 5.12: Kräfte im Erstrißzustand und bei abgeschlossener Rißbildung

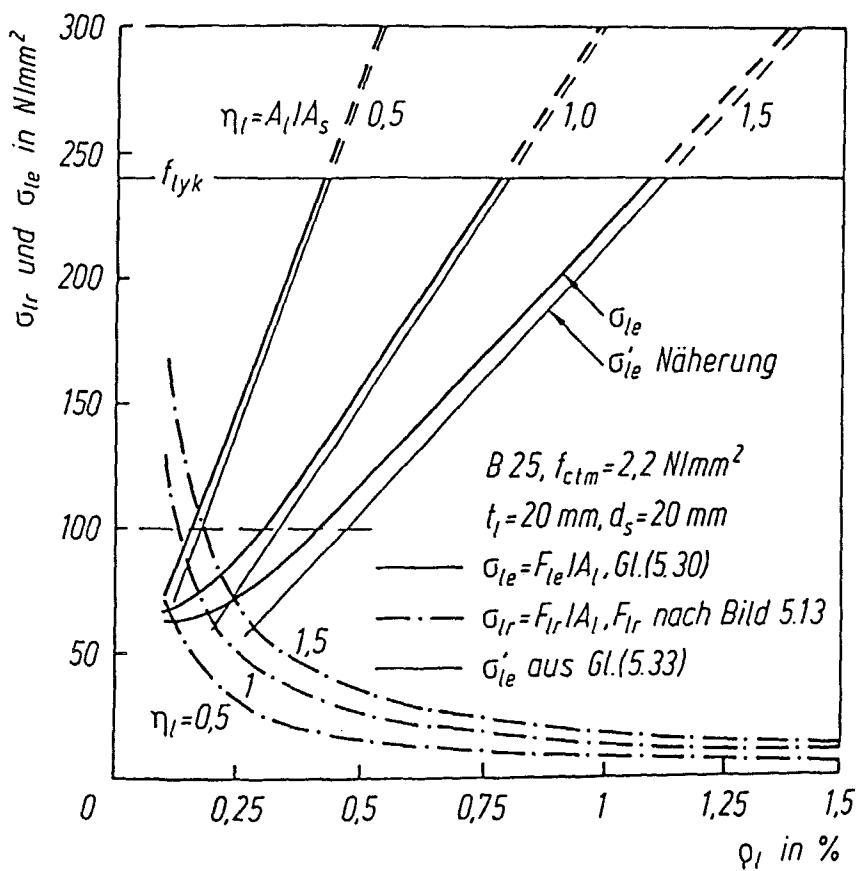


Bild 5.14: Vergleich zwischen der Laschenspannung σ_{lr} bei Erstrißbildung und jener bei Entkoppelungsbeginn σ_{le} , abhängig vom Laschenbewehrungsgrad

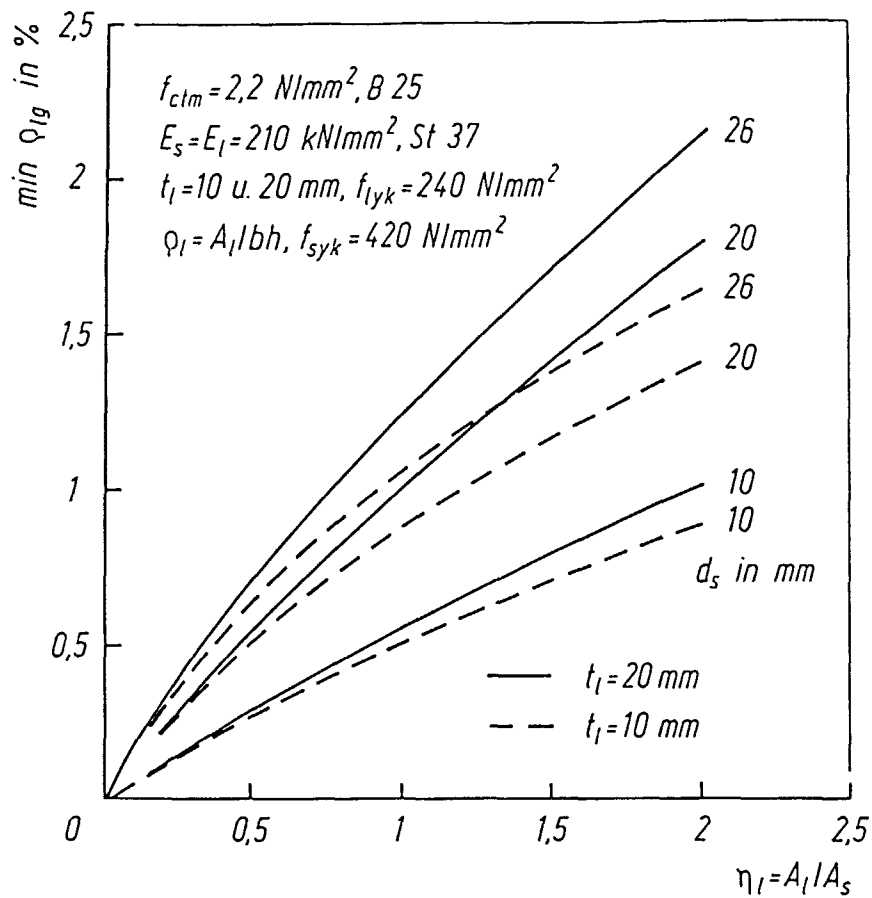


Bild 5.15: Mindestlaschenbewehrungsgrad zur Vermin-
 derung der Entkoppelung vor dem Laschen-
 fließen für $t_\ell = 20 \text{ mm}$

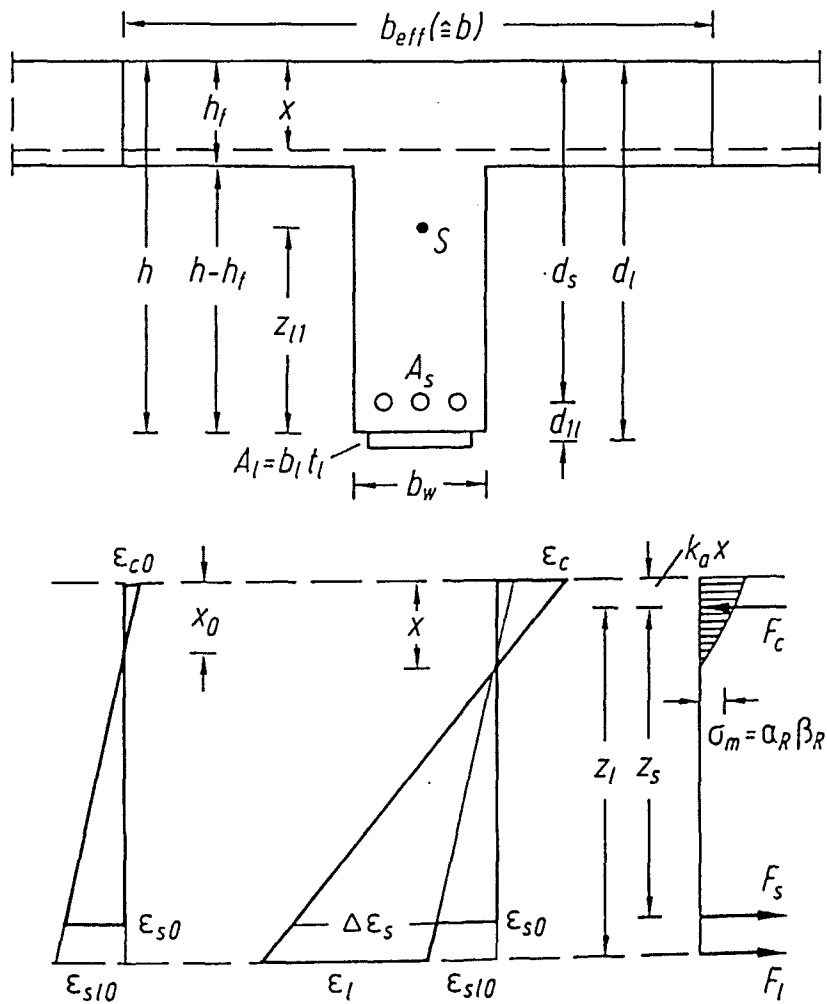
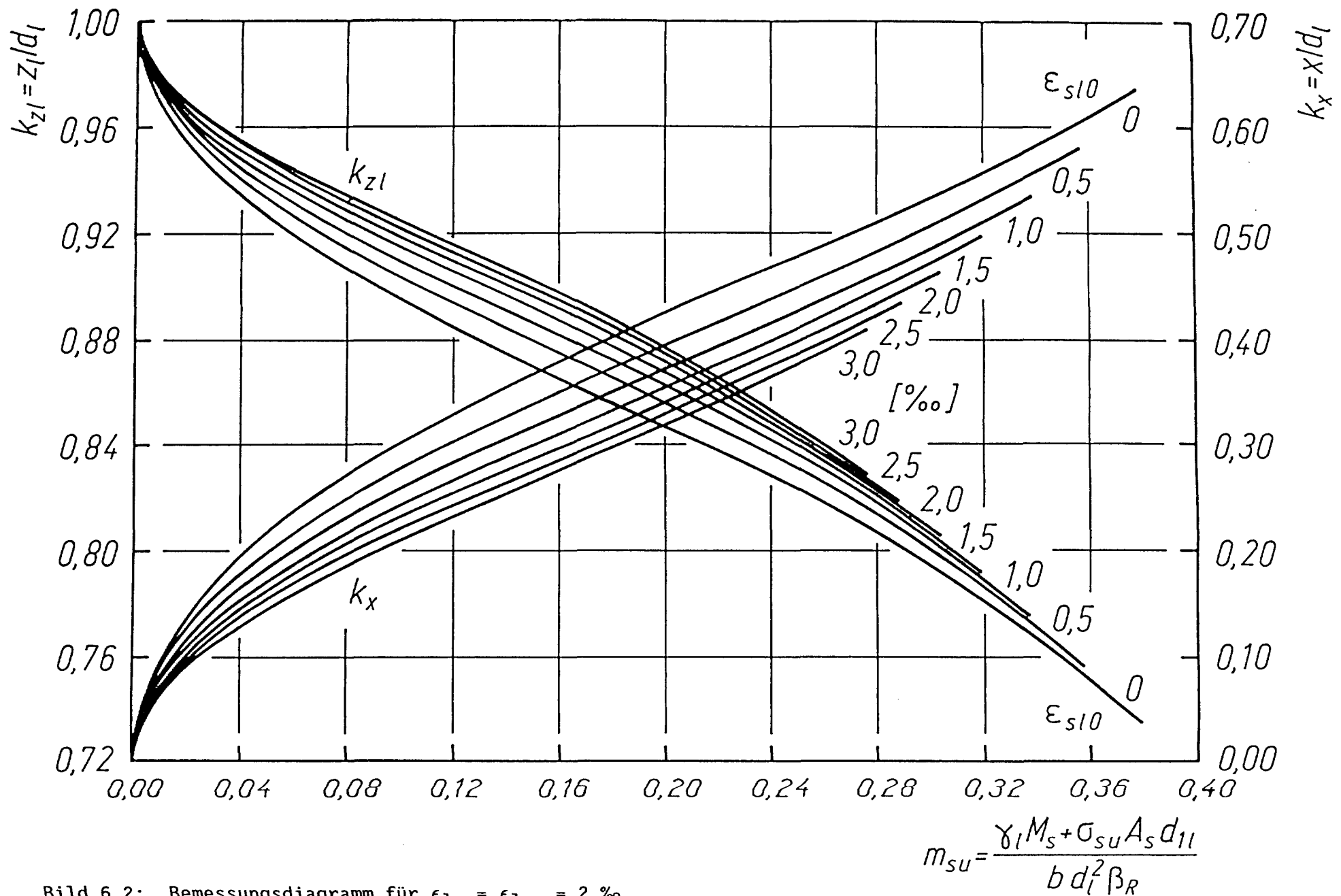


Bild 6.1: Verstärkung des Plattenbalkens, Abmessungen, Bezeichnungen, Dehnungszustände (Schubbewehrung nicht dargestellt)



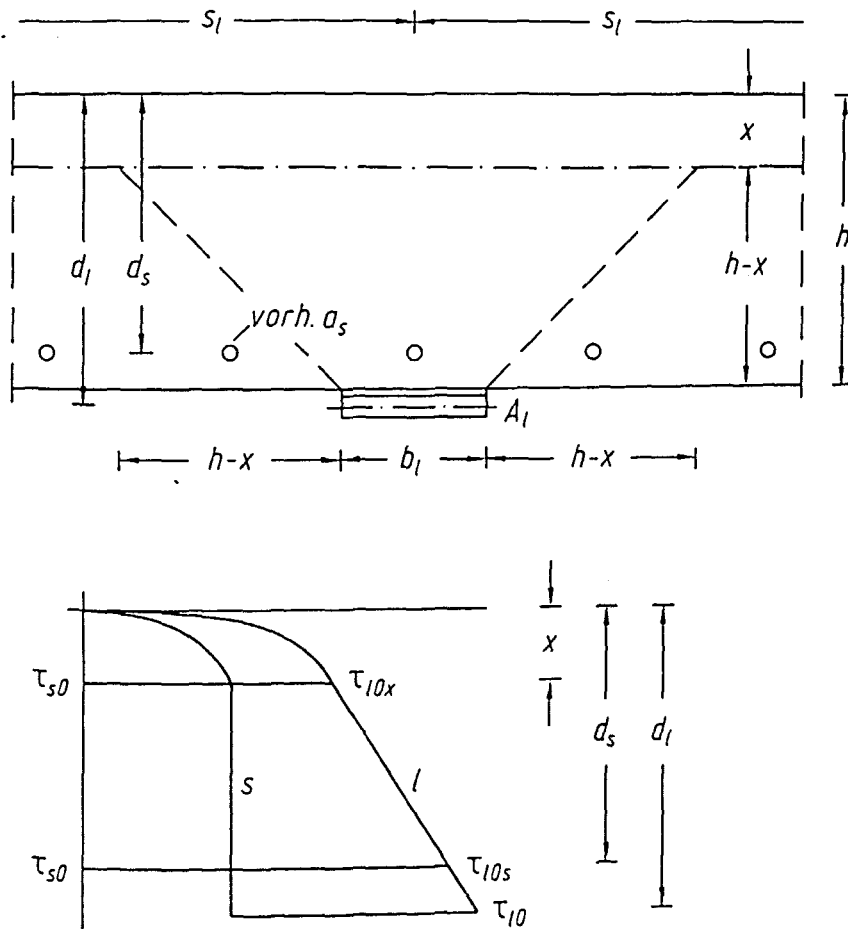


Bild 6.3: Schubnachweis im verstärkten Zustand für die Stahlbetonvollplatte ohne Schubbewehrung

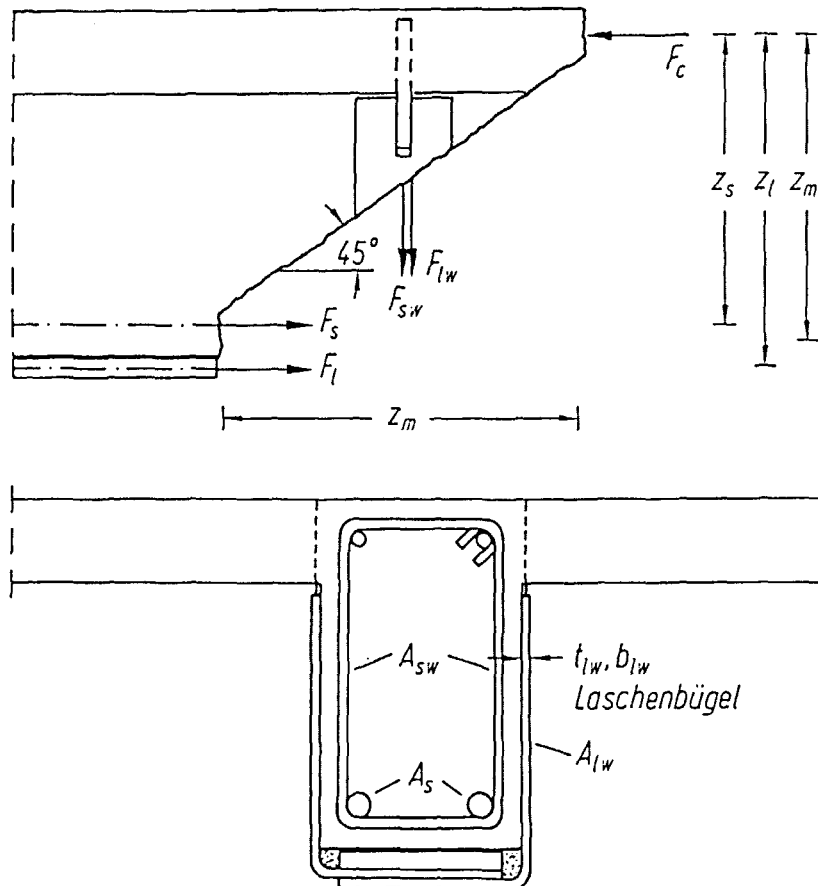


Bild 6.4: Verstärkung durch Laschenbügel

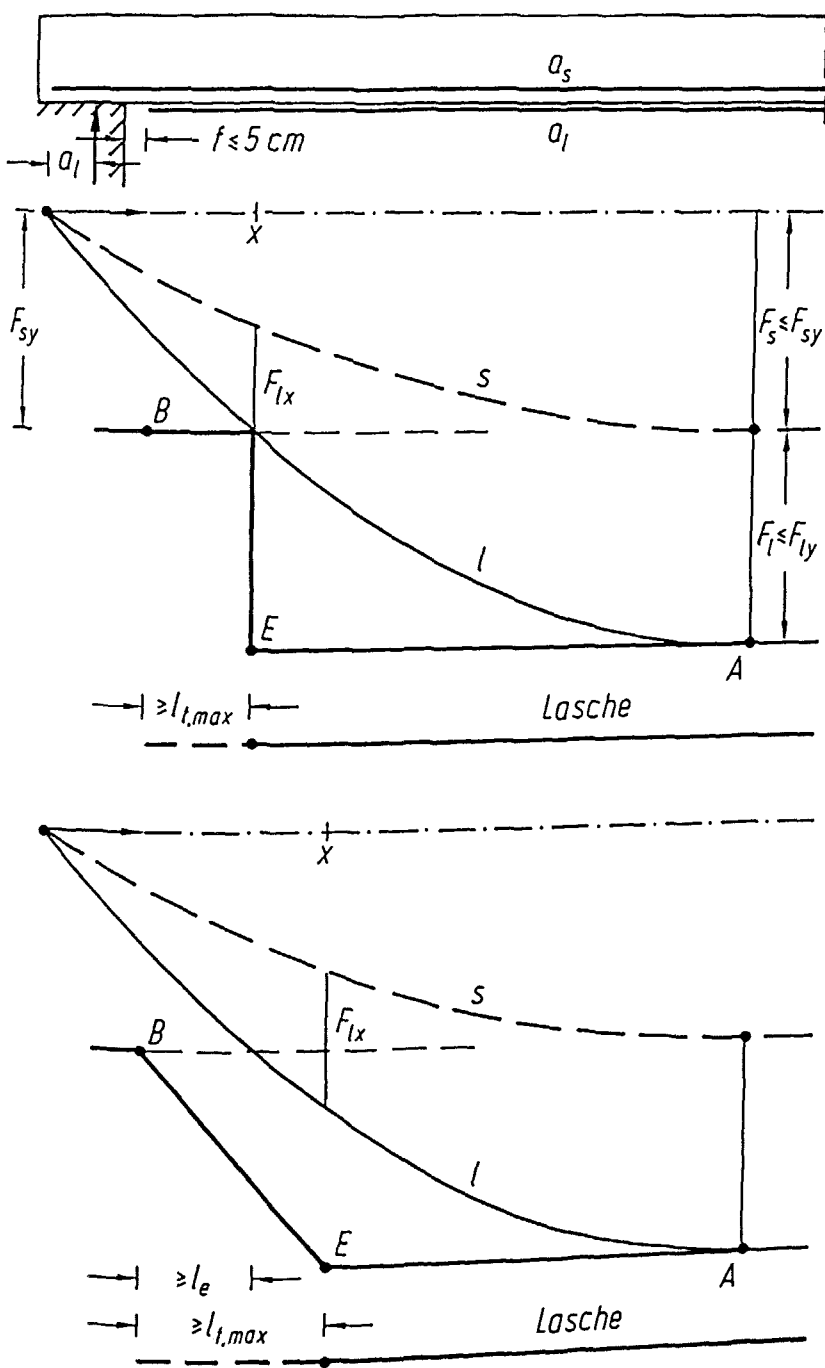


Bild 6.5: Zugkraftdeckung und Verankerung am Endauflager einer Platte

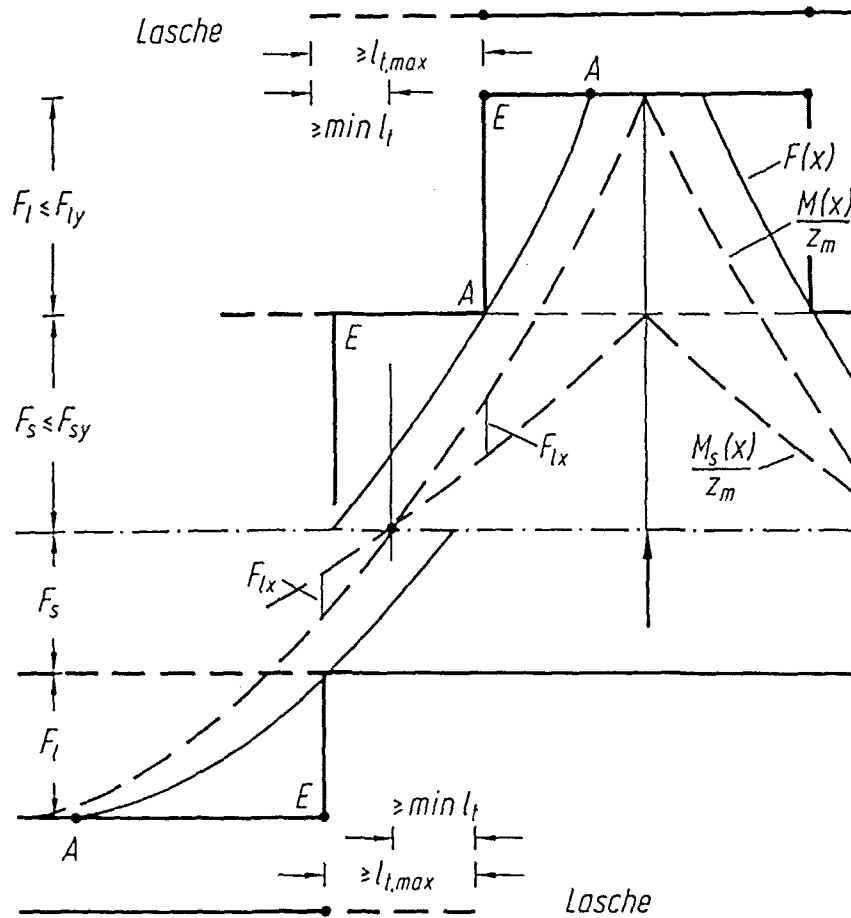


Bild 6.6: Zugkraftdeckung und Verankerung am Zwischenauflager

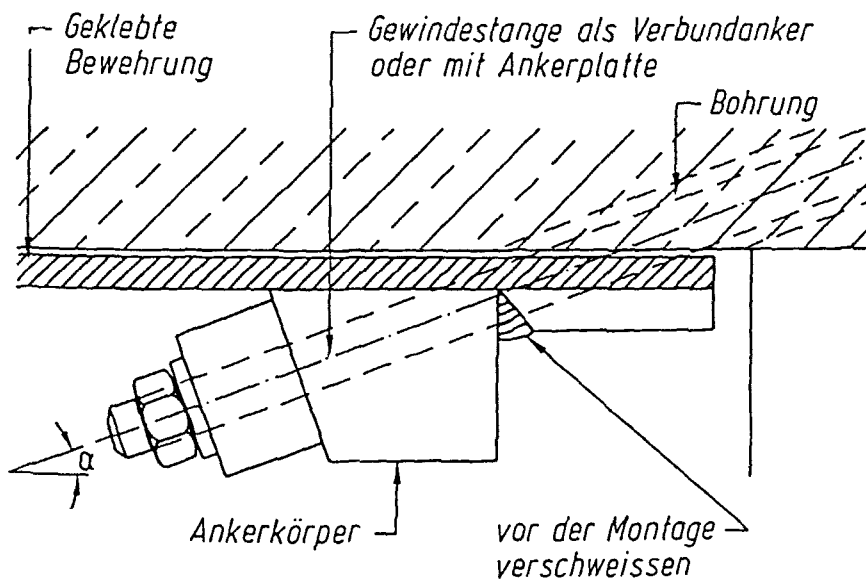


Bild 6.7: Möglichkeit zur Verankerung der Laschenzugkraft bei nicht ausreichender Verankerungslänge

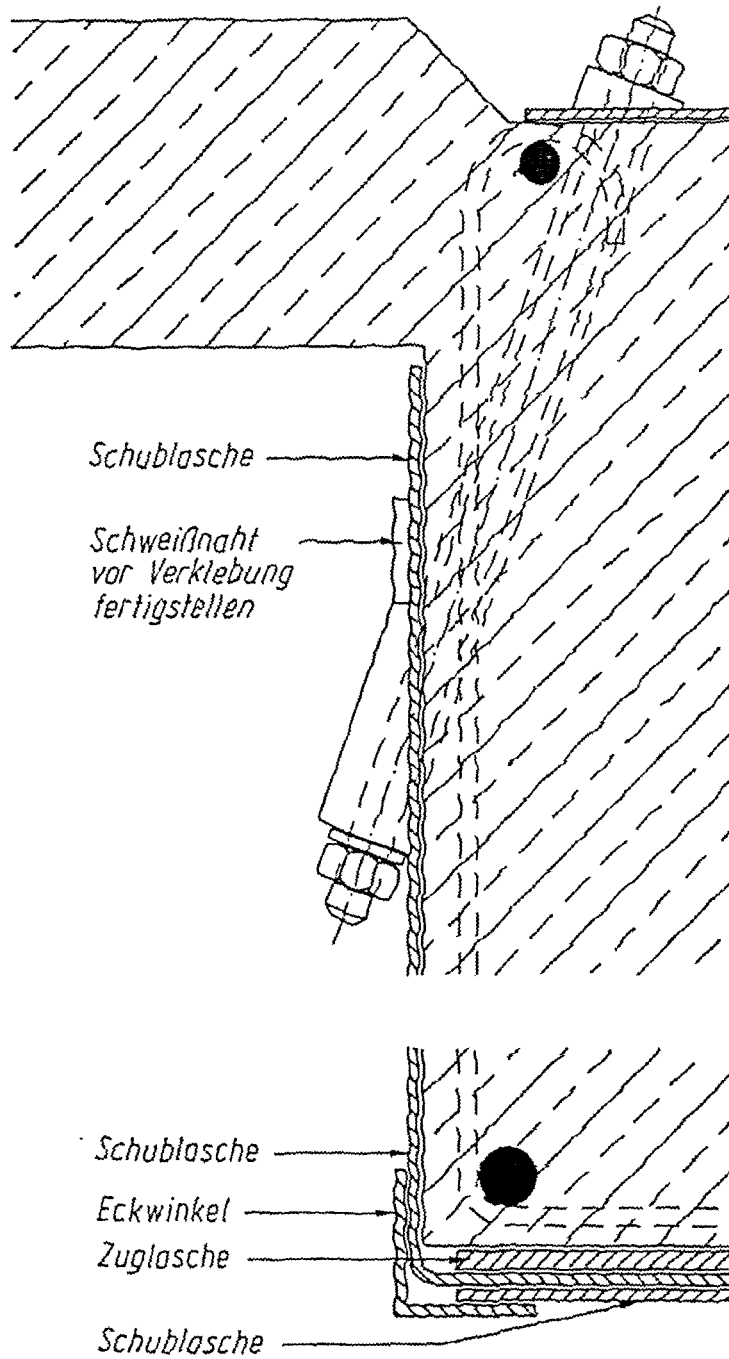


Bild 6.8: Ausbildung und Verankerung eines Laschenbügels (Beispiel)

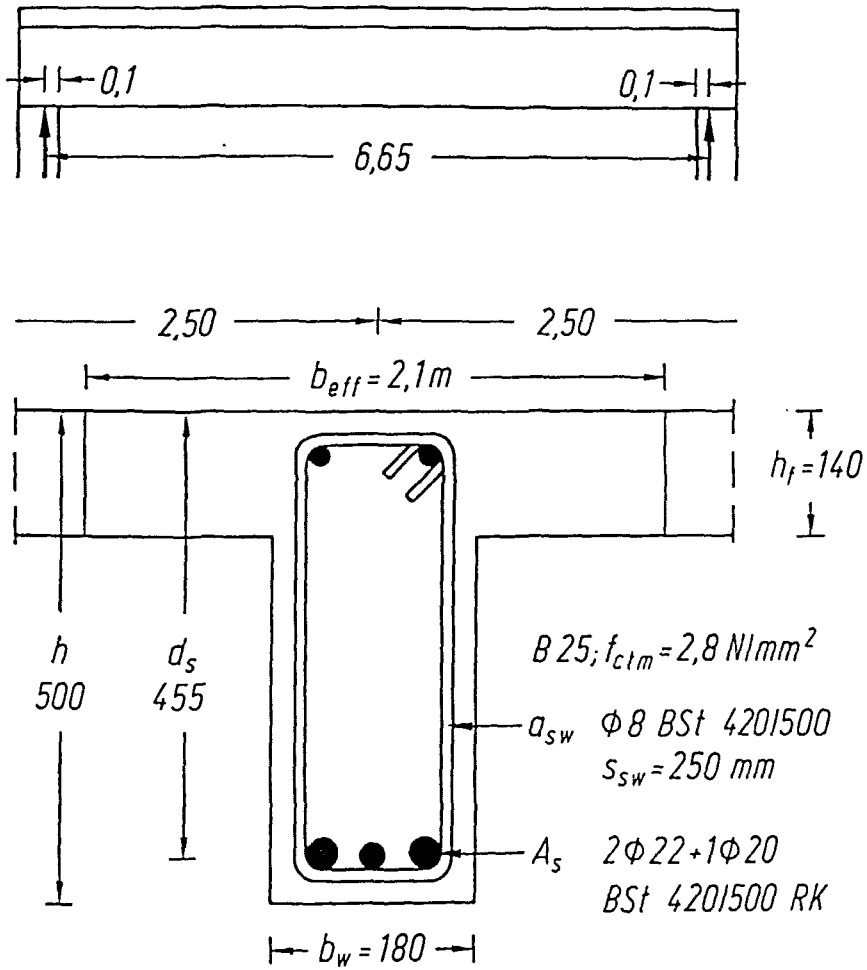


Bild 6.9: Unverstärkter Plattenbalken, Beispiel
(unmaßstäblich)

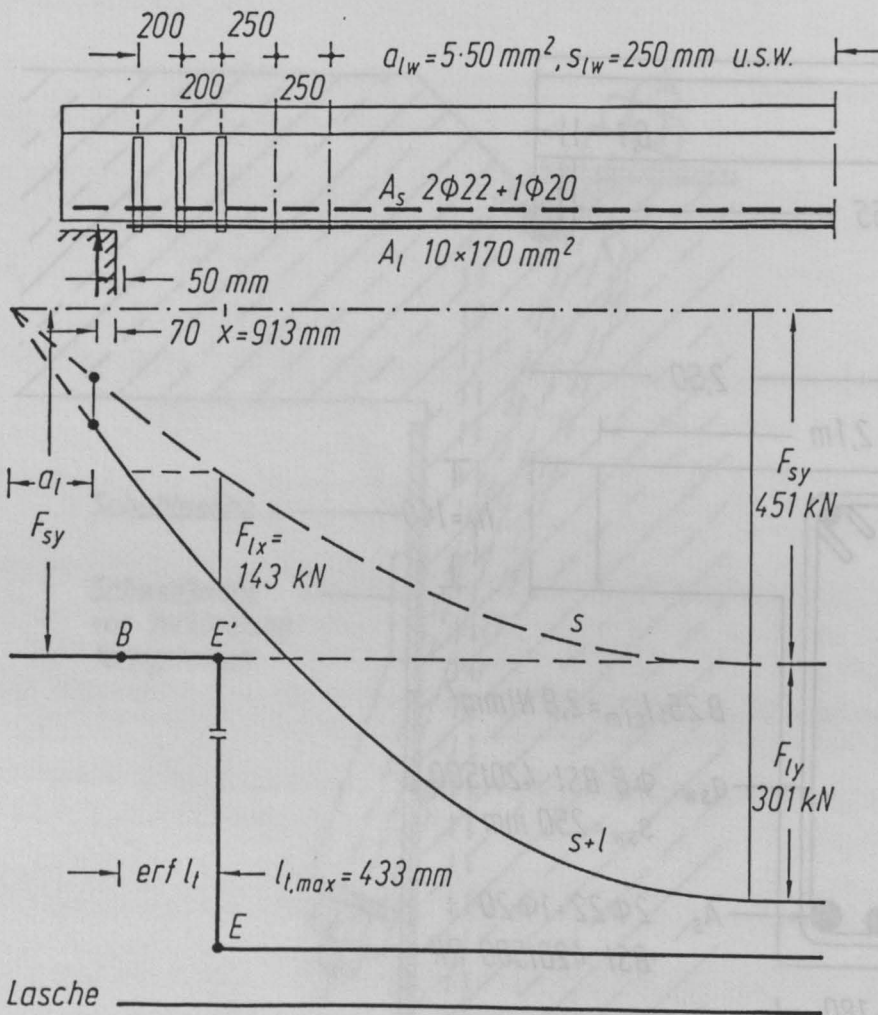


Bild 6.10: Verankerung und Zugkraftdeckung, Bei-
spiel

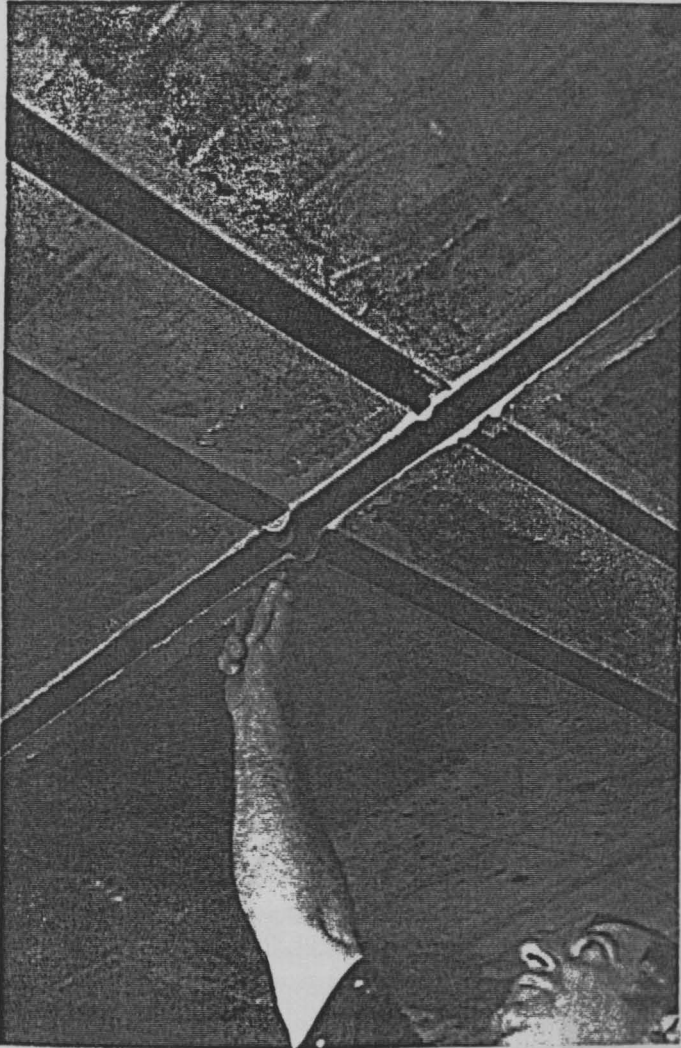


Bild 8.1: Applikation von CFK-Laschen
(Werksfoto Fa. SIKAG AG)

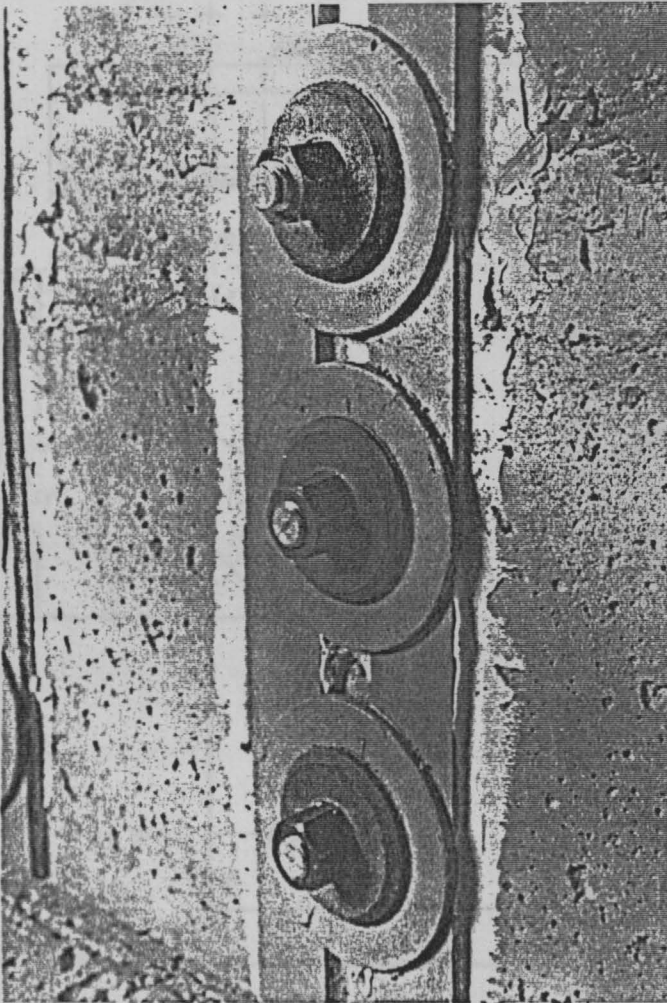


Bild 8.2: Angepreßte Endverankerung
(Werksfoto Fa. HILTI AG)

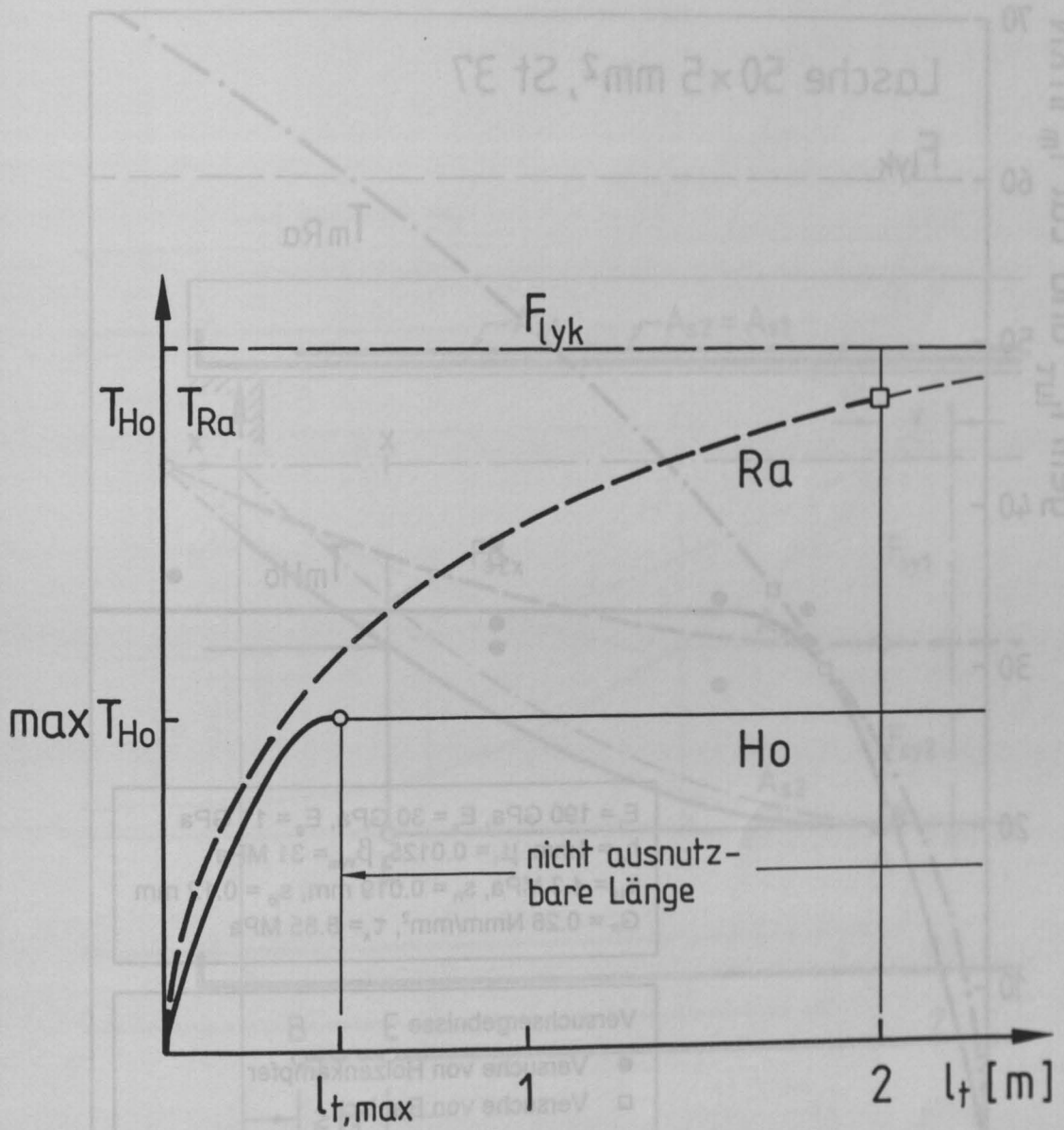


Bild 9.1: Qualitativer Vergleich zwischen den Ansätzen für die Verbundbruchkraft

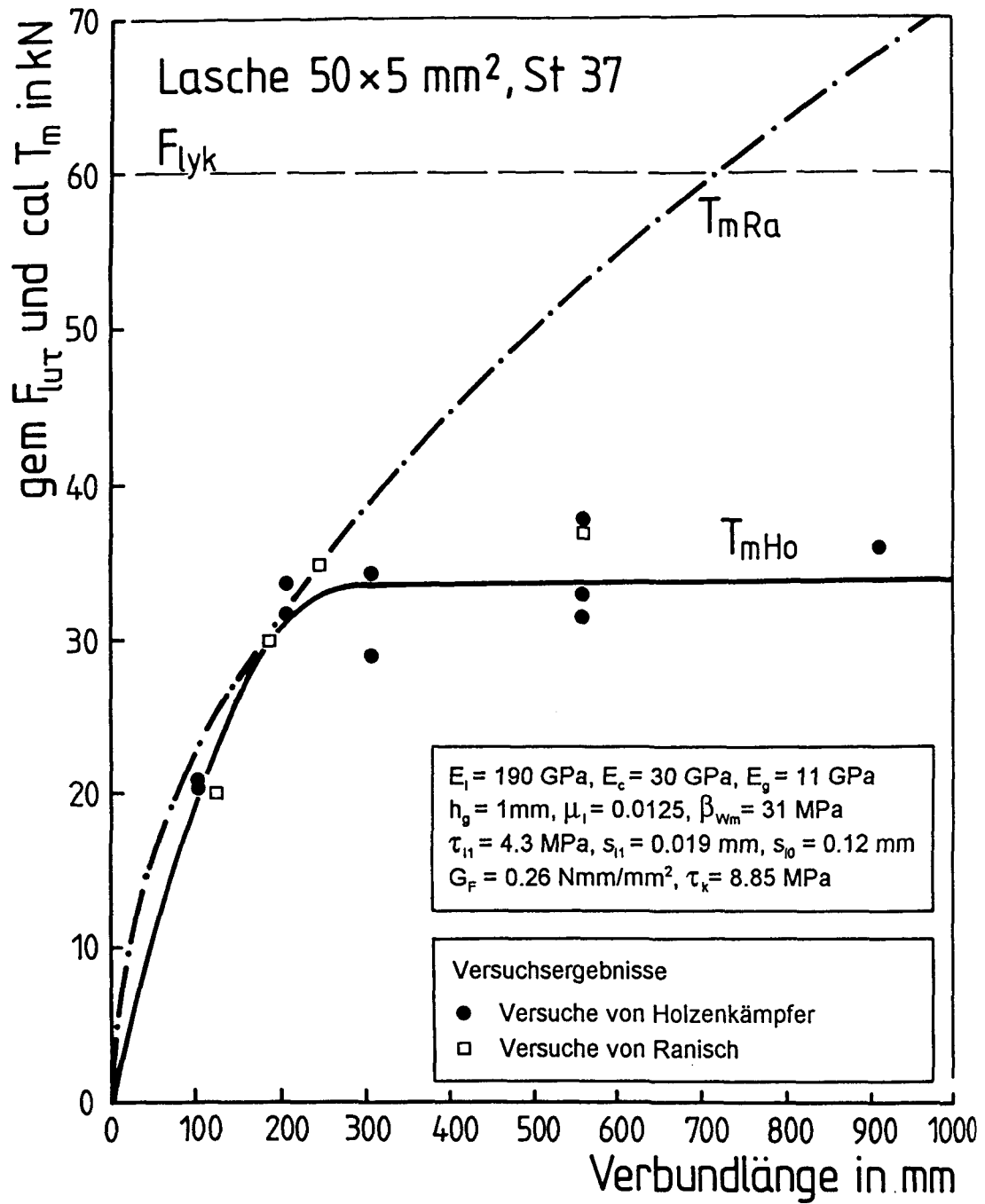


Bild 9.2: Maximale Laschenkraft in Abhängigkeit von der Verbundlänge

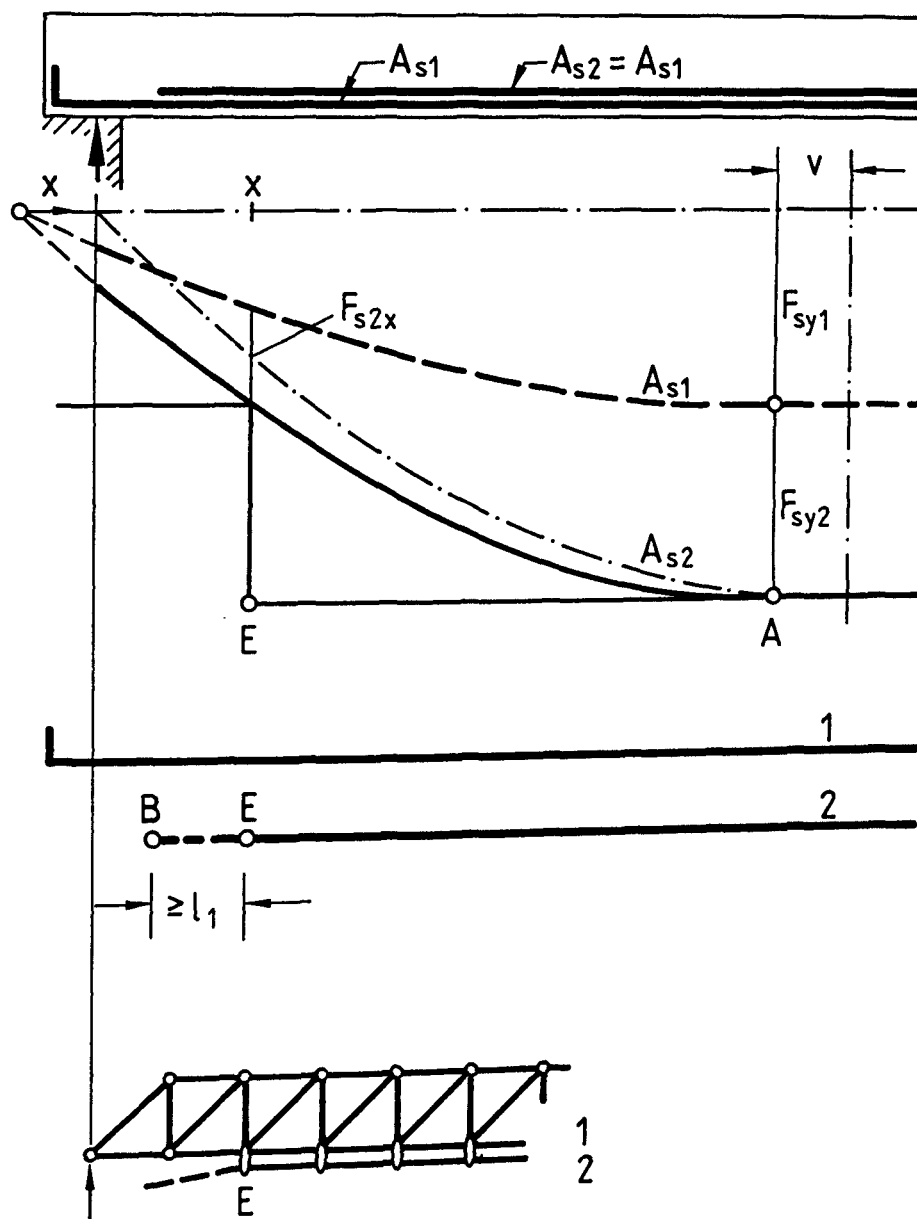
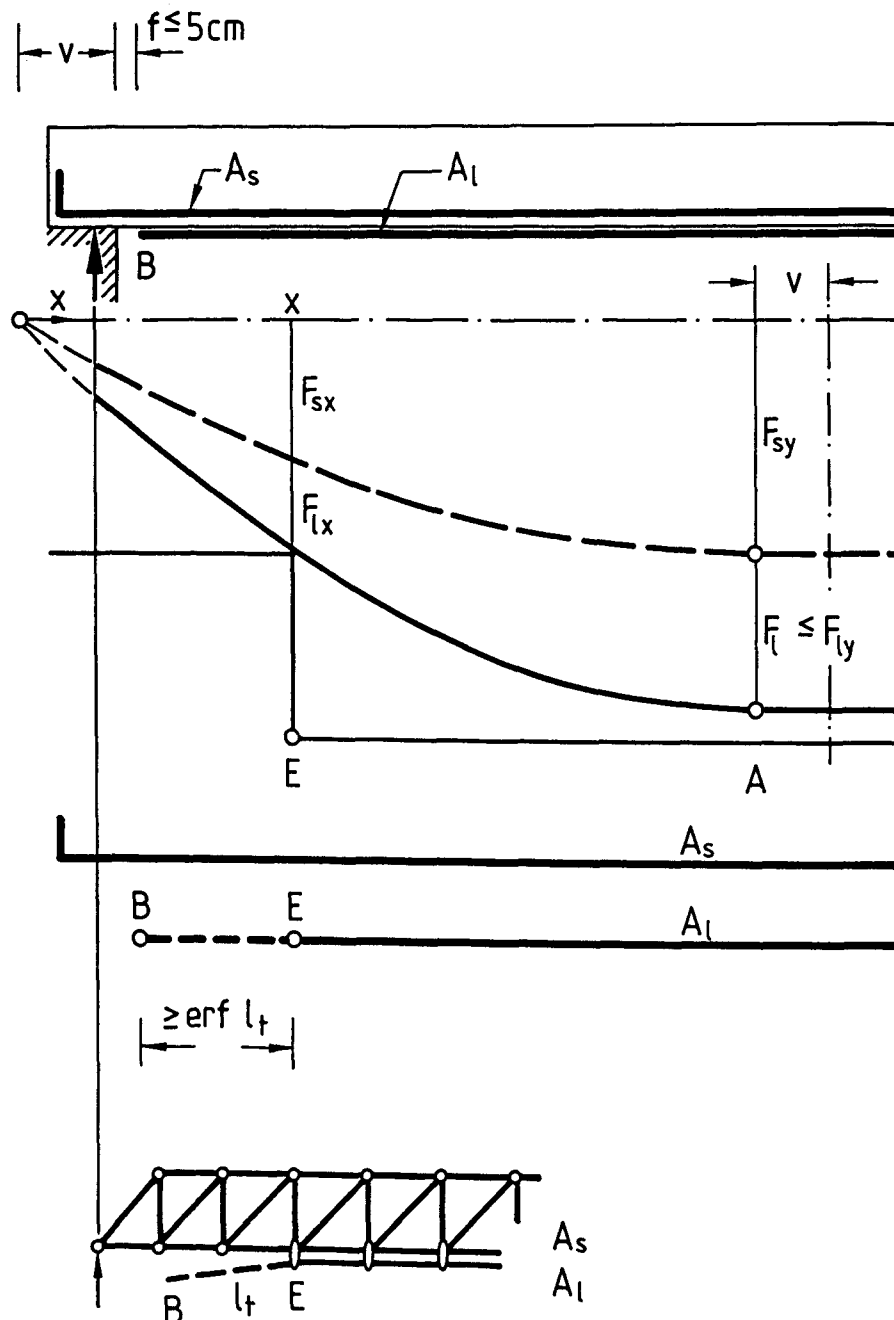


Bild 9.3: Zugkraftdeckung und Verankerung beim Stahlbetonbiegebauteil



Dr. G. J. B.
Bauingenieur

Bild 9.4: Vorgehen beim laschenverstärkten Stahlbetonbauteil nach Neuverschlach

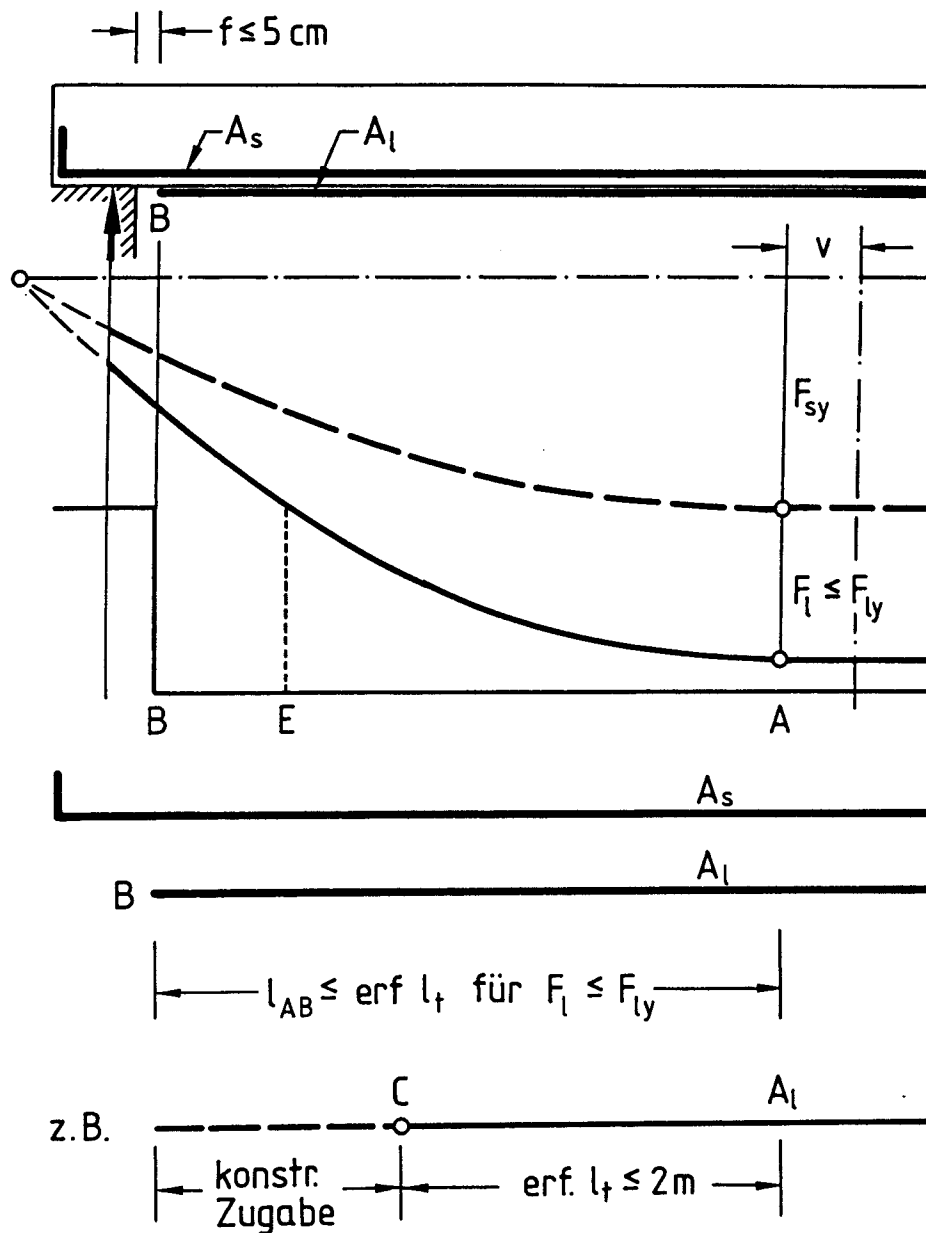


Bild 9.5: Vorgehen beim laschenverstärkten Stahlbetonbauteil nach den Zulassungen und der Richtlinie Februar 1993

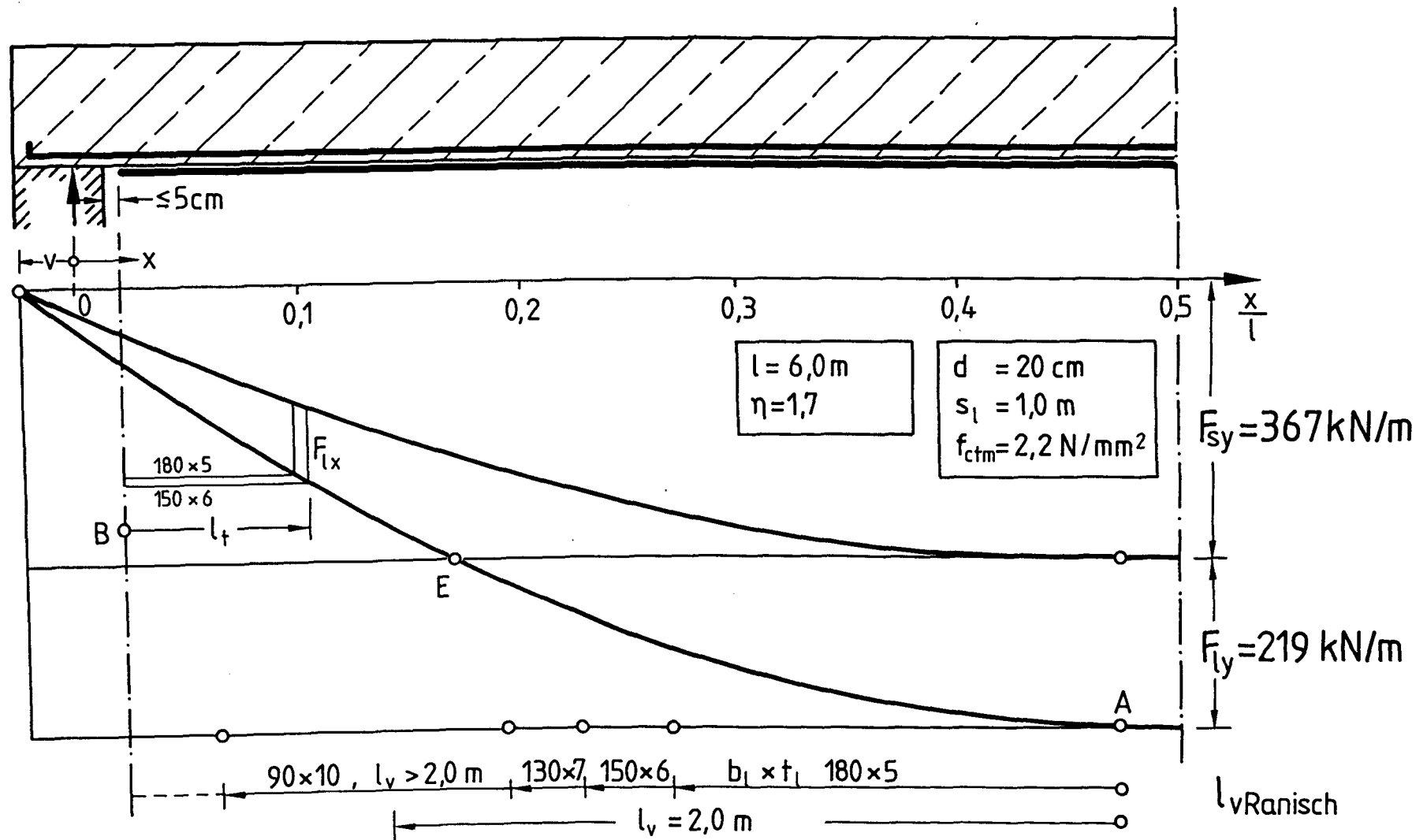


Bild 9.7: Verankerung und Zugkraftdeckung für Stahlbetonplatte mit $l = 6,0 \text{ m}$. Vergleich zwischen Richtlinie und Neuvorschlag